

## Bericht des Brückenmaterial-Comités über die Verwendung des Flusseisens zu Brückenconstructions,

erstattet in der Vollversammlung des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines am 2. Mai d. J. von dem Obmanne des Comités,  
k. k. Hofrath **Friedrich Bischoff.**

(Hiezu die Tafeln XVII – XX.)

### Allgemeine Uebersicht.

Im Juli 1887 richtete das k. k. Handelsministerium an den österr. Ingenieur- und Architekten-Verein die Einladung, ein Gutachten abzugeben über die Anfrage der rumänischen Regierung, ob die zwischen Fetesti und Czernawoda zu erbauende Donaubrücke aus Schweisseisen oder Stahl hergestellt werden soll. Damals wurde vom Verwaltungsrathe des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines ein Comité eingesetzt, welches diese Frage behandelt und sein Gutachten an das k. k. Handelsministerium, bezw. an die rumänische Regierung dahin abgegeben hat, dass nach den bisherigen Erfahrungen für die fragliche Brücke die Wahl des Schweisseisens zu empfehlen sei.

Bei den Berathungen dieses Comité's hat es sich aber gezeigt, dass in Oesterreich über die Verwendung des Flussstahles, bezw. seiner weicheren Gattungen, welche als Flusseisen bezeichnet werden, nur sehr wenig Erfahrungen vorliegen.

Als mir die Ehre zu Theil wurde, in der Sitzung des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines am 29. October 1887 über jenes Gutachten an dieser Stelle zu berichten, beantragte ich — von der Ansicht geleitet, daß die angeregte Frage von weittragender Bedeutung für die Zukunft des Eisenbrückenbaues sei — das weitere Studium dieses Gegenstandes und die Einsetzung eines grösseren, zwölfgliedrigen Comité's, welchem die Beurtheilung der Frage nach den Bedingungen der Zulässigkeit des Flusseisens als Baumaterial für Brücken-Constructions zuzuweisen sei. Dieser Antrag wurde angenommen und in der Sitzung am 12. November 1887 das Comité gewählt, in welchem die vier folgenden Fachgruppen zur Vertretung gelangten, und zwar: fünf Delegirte der Gruppe für Bauingenieurwesen, zwei Professoren der technischen Hochschule, zwei Delegirte der Brückenbauanstalten und drei Hüttenmänner.

In dieses Comité wurden entsendet die Herren:

Friedrich Bischoff, k. k. Hofrath und Baudirector der k. k. General-Direction der österr. Staatsbahnen; Joh. Buberl, Oberingenieur der österr. Nordwestbahn; Ernst Gaertner, Ingenieur und Bauunternehmer; Franz Heindl, Oberinspector der k. k. General-Inspection der österr. Eisenbahnen; Ludwig Huss, Oberinspector der k. k. General-Direction der österr. Staatsbahnen; Leopold Ritter von Hauffe, k. k. Hofrath und o. ö. Professor an der k. k. technischen Hochschule in Wien; Dr. Georg Ritter von Rebhann, k. k. Hofrath und o. ö. Professor an der k. k. technischen Hochschule in Wien; Sigmund Wagn'er, Chefingenieur der Brückenbau-Anstalt Ig. Gridl in Wien; Guido Zampis, Civilingenieur; Albert Sailer, Oberingenieur und Walzwerksleiter in Witkowitz; Gustav Oelwein, erzherzoglicher Hüttenmeister in Trzynietz bei Teschen, und Emil Heyrowski, Central-Director der Kronstädter Bergbau- und Hütten-Actien-Gesellschaft in Wien.

Schon am 26. November 1887 constituirte sich das Comité und wählte mich zum Vorsitzenden, Herrn k. k. Hofrath von Hauffe zum Stellvertreter des Vorsitzenden und Herrn Oberinspector L. Huss zum Schriftführer. Durch Cooption wurden dem Comité später beigezogen Herr August Ritter von Frey in Wien, General-Director der Oesterr.-alpinen Montan-Gesellschaft und an Stelle des leider verstorbenen Herrn Civilingenieurs Guido Zampis Herr Joh. Brik, o. ö. Professor für Brückenbau und Baumechanik an der k. k. technischen Hochschule in Brünn.

Es wurden auch sofort die Berathungen eröffnet über die zuerst vorzunehmenden Schritte, insbesondere über die Beschaffung des auf den Gegenstand bezüglichen Studien-materiales. Zunächst wurden Anfragen an die Eisenbahn-Verwaltungen des deutschen Eisenbahn-Vereines, an die auswärtigen correspondirenden Vereinsmitglieder, an verschiedene technische Etablissements, den österr.-ungarischen Lloyd, die Marine-Section des Reichs-Kriegsministeriums und an das Stabilimento Tecnico in Triest gerichtet. Die diesfälligen Antworten lieferten ein ziemlich wertvolles Material, das aber doch nicht ausreichend war, um daraufhin einen Beschluss fassen zu können.

Das Comité hat ferner unter Mitwirkung sämtlicher Betheiligten die einzelnen Hüttenprozesse bei Erzeugung des Flussmaterialies durchberathen; so interessant jedoch die Debatten waren, so fand man abermals, dass die Sache blos von akademischem Werte wäre, wenn es nur bei diesen Besprechungen bliebe. Zu derselben Zeit hatte auch die General-Direction der österr. Staatsbahnen dieselben Studien bereits begonnen und war es durch das freundliche Entgegenkommen derselben, sowie der österr. Eisenwerke dem Comité möglich, den Besuch unserer hervorragenden Hüttenwerke vorzunehmen, um an Ort und Stelle die Erzeugung der Materialien zu verfolgen und die Qualität des Productes durch Versuche zu erproben.

Zu diesen in den Hüttenwerken durchgeführten Versuchen wurde auch die k. k. General-Inspection der österr. Eisenbahnen und die k. k. General-Direction der österr. Staatsbahnen eingeladen, Delegirte zu entsenden, damit diese beiden Behörden sich gleichfalls von den Ergebnissen der vorzunehmenden Versuche überzeugen könnten, welcher Einladung auch Folge gegeben wurde.

Die an Ort und Stelle vorgenommenen Versuche, und zwar insbesondere 216 ausgeführte Qualitätsproben mit verschiedenen Materialgattungen haben äusserst wertvolle Resultate zur Beurtheilung dieser Materialien ergeben. Diese Versuche und deren Ergebnisse gelangen später zur ausführlichen Mittheilung; hier aber möge schon angedeutet werden, dass von den drei zur Untersuchung gelangten Eisenarten: Schweisseisen, weiches Thomas-Flusseisen und weiches

basisches Martin-Flusseisen, das letztgenannte Material hinsichtlich seiner Zähigkeit, d. i. insbesondere seine Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Angriffe und Deformationen, unter sonst gleichen Umständen die beiden anderen Materialien übertraf.

Obschon dieses Ergebniss die Ueberlegenheit des weichen basischen Martin-Flusseisens erwies, hielt es das Comité zur endgiltigen Entscheidung der vorgelegten Frage für nothwendig, vergleichende Versuche mit ganzen Trägern aus Schweisseisen, Thomas- und Martin-Flusseisen, welche nach Art der Brückenträger construirt sind, anzustellen.

Die Brückenbau-Firma Ig. Gridl in Wien erklärte sich in entgegenkommendster Weise bereit, den hiezu nothwendigen grossen Belastungs-Apparat zu construiren und in ihrem Etablissement herzustellen, sowie auch die Anarbeitung und Ausführung der Versuchsträger unentgeltlich zu liefern und auch die Versuche selbst in ihrem Etablissement durchführen zu lassen.

Nachdem weiters die Prager Eisen-Industrie-Gesellschaft das erforderliche Material zur Herstellung je zweier Fachwerksträger aus Thomas-Flusseisen (Versuch I), und aus basischem Martin-Flusseisen (Versuch II), die Oesterr.-alpine Montan-Gesellschaft ebenso für je zwei derartige Träger steirisches Schweisseisen (Versuch III) und basisches Martin-Flusseisen (Versuch V), endlich die Witkowitz Eisen-Gewerkschaft (Versuch IV) das Materiale für zwei ebensolche Träger unentgeltlich zu liefern sich erboten, konnte an die Durchführung der gedachten Versuche herangetreten werden. Mit der Verfassung des Programmes und der systematischen Durchführung dieser Versuche betraute das Comité die Herren Brik, Buberl, Huss und Wagner.

Die zu den Versuchen bestimmten Träger waren als Parallel-Fachwerks-Träger mit Verticalen und gekreuzten Zug- und Druck-Diagonalen construirt und erhielten die Stützweite von 10.0 m und die Höhe von 1.2 m.

Die Anarbeitung geschah in der bei genieteten Schweisseisen-Trägern üblichen Art, und zwar: Gestanzte Nietlöcher, 2 mm nachgerieben, Zurichtung der einzelnen Constructions-theile mittelst Scheerenschnitt, Nietung theilweise maschinell (hydraulisch), theilweise mit der Hand. — Je zwei derartige Träger gleichen Materiales wurden mittelst Querverbänden und einem horizontalen Längsverbande zu einem Trägerpaare vereinigt.

Zur Vornahme des Versuchs wurde ein solches Trägerpaar in einen Belastungsapparat eingespannt und daselbst durch centrirten Druck, welcher auf die Trägermitten einwirkte, belastet. Die Grösse des ausgeübten Druckes wurde durch Gegendruck, welcher auf das eine Trägerende mittelst Hebel- und Wage-Vorrichtungen übertragen wurde, regulirt.

Die Versuchsträger wurden durch stufenweise gesteigerte Belastungen allmählig zur Formveränderung und schliesslich zum Bruche gebracht. Während der verschiedenen Stadien der Belastung wurden die Erhebungen über die hervorgebrachten Formänderungen gepflogen und das Verhalten der einzelnen Theile der Träger beobachtet.

In der Zeit vom 4. bis zum 14. Februar 1889 wurden fünf Parallelversuche (I bis V) mit Trägern aus Thomas-

Flusseisen, Schweisseisen und Martin-Flusseisen ausgeführt.

Die ausführliche Beschreibung dieser Versuche, sowie deren Resultate wird in dem später folgenden Berichte gegeben. Doch ist es hier schon am Platze, hervorzuheben, dass der Versuch mit Trägern aus Thomas-Flusseisen ein ungünstiges Resultat ergab, wogegen die Träger aus basischem Martin-Flusseisen ein sehr gutes Verhalten zeigten. Die Träger aus steirischem Schweisseisen blieben hinter den gehegten Erwartungen zurück; sie erwiesen aber dennoch die volle Verlässlichkeit und große Leistungsfähigkeit dieses Materials.

Um den Einfluss der Verbindung an den Kreuzungsstellen der Diagonalen des Fachwerks auf den Knickungswiderstand der Druckstreben festzustellen, wurde am 2. März 1889 ein Versuch mit zwei, schon bei den früheren Proben verwendeten und entsprechend hergerichteten Trägern vorgenommen. Dieser interessante Versuch erwies den unterschiedenen Werth jener Verbindung für die Erhöhung des Knickungswiderstandes einseitig befestigter Druckstreben.

Im weiteren Verfolge seiner Aufgabe erachtete das Comité es für nothwendig, noch einige Versuche vorzunehmen und beschloß die Ausführung der folgenden Versuche einzuleiten, und zwar:

1. Zwei Parallelversuche mit Fachwerkträgern aus Martin-Flusseisen verschiedener Anarbeitung, um den Werth der Qualität derselben auf das Widerstandsvermögen beurtheilen zu können (Versuch VI und VII).

2. Einen Versuch mit Fachwerkträgern aus böhmischem Schweisseisen bei gewöhnlicher Anarbeitung, um auch dieses mittelmäßige Material zum Vergleiche heranzuziehen (Versuch VIII).

3. Einen Versuch mit vollwandigen Trägern aus Martin-Flusseisen, um das Verhalten des Materiales bei dieser Construction zu erproben (Versuch IX).

4. Einen Versuch mit Trägern aus einer alten Eisenbahnbrücke, um aus deren Verhalten einen Schluss auf die Sicherheit alter Eisenbrücken ziehen zu können (Versuch X).

Auch die Ausführung dieser zweiten Versuchsreihe wurde ermöglicht, indem die Erz. Albrecht'sche Kameral-Direction in Teschen das Material für vier Fachwerksträger aus basischem Martin-Flusseisen, die Oesterr.-alpine Montan-Gesellschaft das Material für zwei vollwandige Träger, die Prager Eisen-Industrie-Gesellschaft das Material für zwei Fachwerksträger aus böhmischem Schweisseisen zur Verfügung stellte, weiters das Comité-Mitglied Herr E. Gaertner die Träger einer alten, längere Zeit in einem Material-Transportgeleise gelegenen Blechbrücke spendete und endlich die Firma Gridl die Herstellung sämtlicher Versuchsobjecte unentgeltlich übernahm. Diese fünf Versuche kamen in der Zeit vom 30. September bis 14. October 1889 zur Ausführung.

Die sehr wichtigen und lehrreichen Ergebnisse dieser zweiten Versuchsreihe bestätigten nicht nur die früheren Erfahrungen über die besondere Eignung des weichen basischen Martin-Flusseisens zu Brückenconstructionen überhaupt, sondern erwiesen auch den günstigen Einfluss der sorgfältigeren Anarbeitung auf das Gesamt-Widerstandsvermögen der Träger.

Die Träger aus gewöhnlichem böhmischen Schweisseisen zeigten ein verhältnismäßig hohes Tragvermögen, dagegen nur geringe Widerstands-Arbeit, somit ein geringes Leistungsvermögen gegen Stöße und lebendige Kräfte überhaupt.

Die alten Blechträger ergaben ein ganz gutes Verhalten und ein verhältnismäßig hohes Tragvermögen, doch konnte aus diesem Verhalten eine Schlussfolgerung auf die Sicherheit bestehender alter Brücken nicht gezogen werden, weil diese Träger verhältnismäßig doch nur kurze Zeit in Verwendung und dann viele Jahre ausser Dienst waren.

Nach Durchführung der genannten Versuche hat das Comité zur genauen Kennzeichnung der Trägermaterialien aus verschiedenen Orten der gebrochenen Versuchsträger Proben für die chemischen Analysen entnommen und ausserdem Probestäbe zur Bestimmung der Elasticität, Festigkeit und Dehnbarkeit anfertigen lassen.

Die Herren Professor Dr. Oser an der k. k. technischen Hochschule zu Wien und Professor Donath an der k. k. technischen Hochschule zu Brünn besorgten die Ausführung der chemischen Analysen; Professor Bergrath Jeny und Professor R. Böck an der k. k. technischen Hochschule zu Wien führten die erforderlichen Festigkeits-Untersuchungen mit dankenswerther Bereitwilligkeit durch.

Mit den auf die Versuchs-Ergebnisse gegründeten wichtigen Schlussfolgerungen und Anträgen, welche den Schluss des Berichtes bilden, glaubt das Comité seine Aufgabe gelöst und den Gegenstand der Spuchreife zugeführt zu haben. Dass dies auf breiter Basis und in grossem Umfange möglich geworden, ist der Opferwilligkeit und dem Entgegenkommen der genannten Verwaltungen der Hüttenwerke, den eben genannten Herren Professoren, Herrn Ingenieur E. Gaertner und hauptsächlich der Firma Gridl zu verdanken.

Es ist eine besondere Pflicht des Comité's, seinen Dank und die Anerkennung dieser grossen und bedeutenden Förderung seiner Arbeiten an dieser Stelle zum Ausdruck zu bringen.

## BERICHT.

### I. Charakteristik des Eisenmaterials.

Das in Betracht gezogene Material ist das basische Converter-Eisen, Thomas-Flusseisen, und das basische Martin-Flusseisen.

Wenn auch das Verfahren bei Erzeugung dieser beiden Eisenarten wesentliche Verschiedenheiten aufweist, so kann doch nach beiden Methoden ein weiches, gleichmässiges und vorzügliches Material gewonnen werden.

Dennoch bietet das Martin-Verfahren den großen Vortheil, dass nach diesem Prozesse die verlangten Eigenschaften des zu erzeugenden Materials sicherer erreicht werden können, als beim Thomas-Prozesse. Während bei letzterem die Eigenschaften der Charge im Verlaufe des sich rasch abwickelnden Prozesses nicht ebenso verlässlich erhoben werden können, dieselben sonach von der mehr oder weniger richtigen, nur kurze Zeit dauernden Beobachtung des Prozesses abhängig sind, steht bei ersterem genügend Zeit zu Gebote,

um öftere Proben entnehmen und demgemäß regelnd eingreifen zu können.

Wo es auf möglichste Gleichmässigkeit des Materials ankommt, wie dies insbesondere für die Constructions-Elemente des Brückenbaues erforderlich ist, da sind verlässliche Proben während der Erzeugung des Materials von besonderer Bedeutung.

Zur qualitativen Vergleichung von Eisenmaterialien verschiedener Herkunft eignet sich vor Allem die Vornahme von Versuchen über die Zähigkeit, bzw. Deformationsfähigkeit von Probestücken, welche aus den zu vergleichenden Materialien hergestellt und gleichmässigen Biegeproben u. s. w. unterzogen werden. Das Comité hat zu diesem Zwecke in Kladno, Teplitz, Witkowitz und in Donawitz zahlreiche Parallel-Versuche mit Probestücken aus Schweisseisen, Thomas-, Bessemer- und basischem Martin-Flusseisen durchgeführt.

Das Comité-Mitglied Oberingenieur Johann Buberl erstattete über die Ergebnisse der in Kladno-Teplitz vorgenommenen Versuche den nachstehenden Bericht:

„Auf Grund des beobachteten Prozesses der Erzeugung von Thomaseisen und der Proben, welche in der Zeit vom 10. Jänner bis 14. Jänner l. J. in den Eisenwerken zu Kladno und Teplitz mit Schweiss- und Thomaseisen durchgeführt worden sind, lassen sich nachfolgende Schlussfolgerungen ableiten.

1. Die Mischung des Thomaseisens in der Pfanne ist eine gute und da die Ingots nur allmählig durch Nachguss hergestellt werden, ist eine sehr verschiedene Qualität derselben bei ein und derselben Charge nicht zu erwarten.

2. Bei der Raschheit, mit welcher sich der Thomas Prozess entwickelt, ist es nicht möglich, Flusseisen von ganz bestimmter Qualität zu erzeugen; — die Qualität wird jedoch nur innerhalb nicht sehr weiter Grenzen schwanken.

3. Zuzufolge Punkt 2 ist daher die Classification des erzeugten Thomaseisens nach seinem Härte-, bzw. Zähigkeitsgrade unbedingt nothwendig. Diese Classification erfolgt auf Grund des Resultates der Ohrprobe, der chemischen Analyse und der Zerreißprobe mit Material, welches den zu Beginn und am Ende des Abgusses aus der Pfanne erzeugten Probestück Ingots entnommen wird.

4. Das erzeugte Thomaseisen ist nahezu homogen und sind die Eisenkrystalle ganz dicht aneinander gelagert. Es verhält sich daher dieses Eisen mechanischen Einwirkungen gegenüber in ähnlicher Weise wie andere homogene Körper.

5. Solange der Thomaseisen-Probestab gleichartig ist in seinem Innern und das Gefüge dort nicht verletzt ist, wo die mechanischen Einwirkungen den grössten Einfluss ausüben, bietet der Stab diesen Einwirkungen einen sehr grossen Widerstand und es tritt — namentlich bei Biegungen — kein Bruch, sondern nur eine Formveränderung ein.

6. Wenn jedoch bei Biegungen an der Stelle, wo die Spannungen am grössten sind, eine Ungleichförmigkeit im Gefüge oder eine Verletzung des Massenzusammenhanges vorhanden ist, so erfolgt bei fortgesetzter Beanspruchung der Bruch momentan und nahezu auf die ganze Ausdehnung des Querschnittes, während in einem solchen Falle bei Schweiss-

eisen ein größerer Theil des Querschnittes noch zusammenhängend bleibt.

7. Gestanzte, nicht ausgeriebene Löcher und Scheerschnitte zeigten bei den Biegeproben ihren ungünstigen Einfluss in gleicher Weise wie Verletzungen, welche durch Einmesselung oder durch eine gehobelte Rinne hervorgebracht worden sind.

8. Dagegen wurde ein ungünstiger Einfluss nicht beobachtet, wenn die Löcher gebohrt und die Seiten der Probekörper gehobelt, gefeilt oder abgefräst waren.

9. Wenn Stäbe aus Thomaseisen und Schweisseisen gleiche Verletzungen ihrer Querschnitte erhalten und an den verletzten Stellen senkrecht zur Walzrichtung auf Biegung beansprucht werden, so zeigt der Thomaseisenstab bis zum Eintritte des Bruches einen größeren Widerstand als der Schweisseisenstab, dagegen bricht ersterer in zwei getrennte Theile, wogegen bei letzterem oft noch der halbe Querschnitt zusammenhängt.

10. Wenn die Biegung parallel zur Walzrichtung stattfindet, so zeigt das Thomaseisen nahezu das gleiche Verhalten wie bei der Biegung senkrecht zur Walzrichtung. Der Biegungswiderstand des Thomaseisens parallel zur Walzrichtung ist daher bedeutend größer als bei dem Schweisseisen.

Die Versuche, welche in den Hüttenwerken zu Witkowitz und Donawitz am 20. und 21. Februar, bezw. am 10. und 11. April 1888 mit Probestücken aus Schweisseisen, Thomas-Flusseisen, Bessemereisen und basischem Martin-Flusseisen abgeführt wurden, ergaben für das Verhalten der untersuchten Materialien die im Folgenden kurz zusammengefassten Resultate:

1. Sowohl Thomas- als auch basisches Martin-Flusseisen zeigt bei unverletzter Oberfläche des Versuchsstückes ein vorzüglich zähes Verhalten.

2. Bei Verletzung der Oberfläche der Versuchsstücke durch Einkerbung mittelst Meisselhieben oder durch das Stanzen von Löchern wird die Deformationsfähigkeit beider Flusseisenarten ebenso wie auch beim Schweisseisen erniedrigt. Die weichen Sorten des Thomas-Flusseisens erwiesen sich in dieser Hinsicht empfindlicher, als jene des Martin-Flusseisens.

Ersteres brach nach Erreichung eines gewissen Biegungswinkels meist plötzlich und gänzlich mit feinkörniger Bruchfläche.

Das weiche Martin-Flusseisen ertrug nicht nur weitergehende Biegungen, es blieb auch meist ein Theil des Bruchquerschnittes zusammenhängend; der Bruch selbst zeigte oft eine feine, schöne Sehne.

3. Die Festigkeit gegen Zug und die Bruchdehnung erwies sich bei beiden Flusseisenarten ziemlich gleichwertig. Die Walzrichtung hatte auf die Größe der Zugfestigkeit und die Bruchdehnung entweder nur einen sehr geringen oder gar keinen Einfluss.

4. Beide Flusseisenarten übertrafen das Schweisseisen an Gleichmäßigkeit des Verhaltens; insbesondere gilt das von dem Einflusse der Walzrichtung auf die Größe der Bruchdehnung.

5. Die Zugfestigkeit  $B$  und die Bruchdehnung  $\Delta$  ergab für die verschiedenen Materialien die nachfolgenden Werte:

a) Für das Material von Kladno und Teplitz:

Puddel-Eisen, parallel zur Walzrichtung:

$$B = 3680 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 20\%$$

senkrecht zur Walzrichtung:

$$B = 3040 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 4.5\%$$

Thomas-Flusseisen:

$$B = 4070 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 19.6\%$$

b) Für das Material von Witkowitz:

Schweisseisen, parallel zur Walzrichtung:

$$B = 3550 \text{ kg/cm}^2 \text{ bis } 3810 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 22.9 \text{ bis } 26.5\%$$

senkrecht zur Walzrichtung:

$$B = 2580 \text{ kg/cm}^2 \text{ bis } 3450 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 2.9\% \text{ bis } 11.1\%$$

Thomas-Flusseisen:

Universal-Eisen, parallel zur Walzrichtung:

$$B = 3910 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 30\%$$

senkrecht zur Walzrichtung:

$$B = 3990 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 22\%$$

Blech, parallel zur Walzrichtung:

$$B = 3880 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 29.6\%$$

senkrecht zur Walzrichtung:

$$B = 3840 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 28.2\%$$

Basisches Martin-Flusseisen:

Universal-Eisen, parallel zur Walzrichtung:

$$B = 4100 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 27.4\%$$

senkrecht zur Walzrichtung:

$$B = 4230 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 16.0\%$$

Blech, parallel zur Walzrichtung:

$$B = 4290 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 25.5\%$$

senkrecht zur Walzrichtung:

$$B = 4190 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 22.4\%$$

c) Für das Material von Donawitz:

Schweisseisen:

Blech, parallel zur Walzrichtung:

$$B = 3340 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 27\%$$

senkrecht zur Walzrichtung:

$$B = 3370 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 9\%$$

Flacheisen, parallel zur Walzrichtung:

$$B = 4190 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 24\%$$

senkrecht zur Walzrichtung:

$$B = 4270 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 22.5\%$$

Basisches Martin-Flusseisen:

Kohlenstoffgehalt  $C = 0.14\%$

parallel zur Walzrichtung:

$$B = 3580 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 27\%$$

senkrecht zur Walzrichtung:

$$B = 3590 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 30.6\%$$

Kohlenstoffgehalt  $C = 0.11\%$

parallel zur Walzrichtung:

$$B = 3360 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 30\%$$

senkrecht zur Walzrichtung:

$$B = 3310 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 28.5\%$$

Kohlenstoffgehalt  $C = 0.10\%$

parallel zur Walzrichtung:

$$B = 3310 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 30\%$$

senkrecht zur Walzrichtung:

$$B = 3410 \text{ kg/cm}^2, \Delta = 29.5\%$$



Die Ergebnisse dieser Beobachtungen und Versuche haben wesentlich zur Bestärkung der Ansicht beigetragen, dass das basische weiche Martin-Flusseisen sich zu Brückenconstructionen besser eigne als das weiche Thomas-Flusseisen.

## II. Allgemeines über die Biegungs- und Bruchversuche mit zusammengesetzten Trägern.

Zur sicheren Beurtheilung der Eignung eines Materials zu Constructionszwecken gibt es kein zuverlässigeres Mittel, als die Vornahme von Belastungsversuchen, bei welchen das Verhalten des betreffenden Materials in Constructionen von gleichartiger Beschaffenheit mit jenen, zu welchen das Material herangezogen werden soll, zur Beobachtung gelangt.

Diese Beobachtungen werden jedoch nur dann zu augenfälligen Resultaten führen, wenn die Versuchs-Belastungen bis zur gänzlichen Formveränderung, bezw. bis zum Bruche des Versuchsobjectes fortgeführt werden.

Aber nicht nur für die Beurtheilung des Materiales an und für sich, sondern auch für die Erkenntnis der Wechselbeziehung zwischen Material und den Einzelheiten der Construction sind derartige Versuche von dem größten Werthe. In dieser Hinsicht ist zu bemerken, dass diese Einzelheiten der Brückenträger den Festigkeits-Eigenschaften des Constructionsmateriales angepasst sein müssen, wenn die Leistungsfähigkeit desselben rationell ausgenutzt werden soll. Wo das nicht der Fall ist, können örtliche Ueberanstrengungen erzeugt werden, welche bei den bis zum Bruche fortgeführten Belastungen des Versuchsobjectes in Erscheinung treten würden.

Aus Versuchsergebnissen, welche an einfachen Probestäben gewonnen wurden, darf nicht ohneweiters auf das Verhalten desselben Materiales in einer zusammengesetzten und durch Nietung verbundenen Construction geschlossen werden. Der Einfluss der Anordnung und der Anarbeitung auf die Widerstandsausserungen derartiger Träger kann zuverlässig nur durch geeignete Versuche ermittelt werden. Mängel des Materiales, insbesondere die Ungleichartigkeit desselben in den verschiedenen die Construction zusammensetzenden Elementen, werden am augenfälligsten bei Bruchversuchen in Erscheinung treten.

Auch im Hinblick auf die vielbesprochenen Versuche, welche zu Ende der Siebziger Jahre in der Harkort'schen Brückenbauanstalt in Duisburg und von der Gesellschaft Union zu Dortmund mit genieteten Trägern aus Bessemer Material ausgeführt worden sind und deren Resultate so ungünstig ausfielen, dass das Vertrauen der Constructeure in die Verlässlichkeit dieses Materiales dauernd erschüttert wurde — erschien es nöthig, jenen Versuchen solche mit Trägern anderen Materials entgegenzusetzen und damit die Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit desselben zu erweisen.

Für die Wahl der Größe und der Anordnung der Versuchsträger war die Erwägung massgebend, dass es sich um Einführung eines Materiales in den Brückenbau handelte, über welches bisher in dieser Verwendung nur wenige und unzureichende Erfahrungen vorlagen. Es musste daher für die Versuchsträger eine Construction gewählt werden, welche

den üblichen Constructionen der Brückenträger gleichartig war, welche also aus Constructionselementen des Brückenbaues zusammengesetzt und in der Detailanordnung den Brückenträgern entsprechend ausgeführt worden ist.



Bestimmend für die Größe der Versuchsobjecte war einerseits das Verlangen, diese Träger in möglichster Größe zur Ausführung zu bringen, andererseits musste jedoch im Hinblick auf die hievon abhängige Größe des Belastungsapparates, welche nicht in's Uebermäßige getrieben werden durfte, deren Größe entsprechend beschränkt werden.


Das Comité beschloss daher, den Versuchsträgern die Stützweite von 10 0 m zu geben, dieselben nach dem System der Parallelträger, und zwar zunächst als Fachwerkträger zu construiren und die Anordnung der Belastungen so zu treffen, dass die Träger in ihrer Mitte centrirt durch die isolirt wirkende Versuchslast auf Biegung in Anspruch genommen werden.

Die Leistungsfähigkeit des Belastungsapparates musste alsdann der Größe des rechnungsmäßigen Bruchwiderstandes der Versuchsträger angemessen werden.

## III. Die Versuchsträger. (Taf. XVII.)

### a) Die Fachwerkträger.

Die von den Comité-Mitgliedern Herrn L. Huss und S. Wagner beantragte und vom Comité angenommene Type für diese Träger zeigt einen Parallel-Fachwerkträger von 10 0 m Stützweite und 1 2 m Höhe. Derselbe ist in acht gleiche Fächer von je 1 25 m Weite getheilt; das Fachwerk besteht aus gekreuzten Zug- und Druck-Diagonalen und Vertikalständern. Die Gurten sind im Querschnitte -förmig gestaltet und bestehen aus zwei Winkeleisen von  $\frac{70.70}{8}$ , einem Stehbleche von  $250 \times 8$  und im stärkst beanspruchten Theile des Druckgurtes ausserdem noch aus einer Gurtlamelle von  $160 \times 8$ . In den Endfeldern sind die Stehbleche weggelassen und statt dessen Knotenbleche eingeschaltet. Die Zug-Diagonalen sind aus Flacheisen von  $110 \times 8$ , die im Querschnitt förmigen Druck-Diagonalen sind aus je zwei Winkeleisen von  $\frac{60.60}{8}$  gebildet.


Die Vertikalständer bestehen aus je zwei Winkel-Eisen von  $\frac{60.60}{8}$ , welche im Querschnitt kreuzweis  angeordnet sind; End- und Mittelständer, im Querschnitte kreuzförmig gestaltet, bestehen aus je vier Winkeleisen von  $\frac{60.60}{8}$ . Die Verbindungsnieten erhielten durchwegs 18 mm Durchmesser.

Je zwei derartige Träger sind mittelst Querverbänden und die Druckgurte mittelst eines horizontalen Fachwerksverbandes zu einem Trägerpaare vereinigt.

Die Dimensionirung der Fachwerkträger erfolgte in der üblichen Weise unter Annahmen, welche ungefähr den für leichte Eisenbahnbrücken gleicher Stützweite geltenden Bestimmungen entsprechen. Der gefährliche Querschnitt liegt im Zuggurte, und zwar neben der mittleren Vertikalen des Trägers, zwischen dieser und den Anschlussnieten der Diagonalen.

### b) Der vollwandige Versuchsträger.

Für diese Träger nahm das Comité die von seinem Mitgliede Professor Brik entworfene Construction an. Der Vollwandträger erhielt demnach bei der normalen Stützweite von 10.0 m die Stehblechhöhe von 800 mm auf 10 mm Dicke. Die Gurten wurden gebildet aus je zwei Winkel-Eisen von  $\frac{70 \cdot 70}{8}$  und von zwei Gurtlamellen zu je  $160 \times 8$ , welche jedoch entsprechend der Momentenlinie abgesetzt wurden. Zug- und Druckgurt erhielten gegen die Längsnachse des Trägers eine symmetrische Anordnung.

Die Vertikalsteifen waren in gleichen Entfernungen von je 1.25 m angeordnet und bestanden aus je zwei Winkleisen von  $\frac{60 \cdot 60}{8}$ , welche zu beiden Seiten des Stehbleches, und zwar kreuzweise () gestellt waren und die Vertikalschenkel der Gurtwinkel übergriffen. Zur Vermeidung der Kröpfungen waren denselben Flacheisen von  $60 \times 8$  unterlegt.

Das Stehblech erhielt drei Stöße, welche an die Orte der Vertikalsteifen verlegt und in der üblichen Weise mittelst beiderseitigen Laschenblechen gedeckt wurden. Die Stöße der Gurtwinkel wurden mittelst Stoßwinkeln direct gedeckt.

Je zwei Träger wurden in ähnlicher Weise wie die Fachwerkträger mittelst Querverbänden und die gedrückten Gurte mittelst eines horizontalen Doppelfachwerks zu einem Trägerpaare vereinigt.

Das Tragvermögen dieses Trägers ist etwas geringer als das des vorerwähnten.

### c) Der alte Blechträger.

Das Comité-Mitglied Herr E. Gaertner spendete die Träger einer alten Blechbrücke, welche im Jahre 1870 erbaut wurde und während eines Jahres als provisorische Brücke über das Kaiserwasser bei Wien im Eisenbahnbetriebe gestanden und seitdem im Bauhofe gelagert war.

Diese Träger, welche 14.1 m lang waren, wurden auf 10.3 m zugerichtet und mit entsprechenden Querverbänden und einem horizontalen Längsverbande zu einem Trägerpaare vereinigt und zu Versuchsträgern hergerichtet.

Die Träger bestehen aus je einem Stehbleche von  $500 \times 4$  und zwei Gurten, welche aus je zwei Winkleisen von  $\frac{65 \cdot 45}{7}$  und aus drei Gurtlamellen von je  $220 \times 4$  zusammengesetzt sind. Die letzteren sind gegen die Trägermitte unsymmetrisch abgesetzt.

## IV. Die Belastungs-Vorrichtungen. (Taf. XVIII.)

Die Vorrichtungen zur Vornahme der Belastungs- und Bruchversuche mit den Probeträgern wurden von dem Comité-Mitgliede Herrn Sigmund Wagner, Chef-Ingenieur der Brückenbauanstalt Ig. Gridl, entworfen.

Das rege Interesse, welches Herr Ig. Gridl derartigen Unternehmungen stets entgegenbrachte, bewog denselben, sowohl die Ausführung unentgeltlich zu übernehmen, wie auch dem Comité in seinem Etablissement einen Platz anzuweisen, an welchem sowohl der Apparat zur Aufstellung gelangen,

wie die Proben selbst durchgeführt werden konnten. Mit Rücksicht auf diese Oertlichkeit, wie die Dimensionirung der, den Proben zu unterziehenden Träger wurde die Anordnung des Apparates getroffen.

Das Versuchsobject, welchem die Belastungsvorrichtung angepasst wurde, besteht aus je zwei, in einem Achsen-Abstände von 1.2 m von einander liegenden Parallelgitterträgern von 10.0 m Stützweite und 1.20 m theoretischer Höhe, und sind diese Träger in allen Knotenpunkten durch kräftige Querverbindungen und einen Windverband miteinander vereinigt.

Fig. a (Taf. XVIII) zeigt schematisch die Anordnung des Versuchsapparates. Durch Aufbringung von Gewichten im Endpunkte C des ungleicharmigen Hebels CD wurde an dem Auflagerpunkte A des Versuchsträgers AB die einer bestimmten Inanspruchnahme desselben entsprechende Auflager-Reaction hervorgebracht, während in der Trägermitte der doppelt so große Druck auf den Kolben der hydraulischen Presse geäußert wird.

Dieser Druck auf den Kolben der Presse wurde durch eine seitlich aufgestellte Handpumpe, welche sammt der Rohrleitung bis auf eine Spannung von 200 Atmosphären geprüft war, ausgeübt.

Der Presscylinder findet seine Lagerung in einem armirten Trägerpaare E, F, G, welches in einem soliden, gemauerten Fundament eingebaut, in den Punkten E und F steif construierte Verankerungen aufnimmt, die sich mit dem rechtsseitigen Auflagerpunkte B des zu untersuchenden Trägers und dem rechten Endpunkte des Hebels CD verbinden, ausserdem mit dem bestehenden Holzgebälke verschraubt sind und so einen vollkommen geschlossenen Rahmen bilden, welcher dem Probeträger an seinen Enden als solide Führung dient.

Ist nun die auf einer Wagschale im Endpunkte C aufgebrachte Last, welche der zu erreichenden Inanspruchnahme des zu untersuchenden Trägers entspricht, im Gleichgewichte mit der im Presscylinder und Pumpe herrschenden Spannung, so stellt sich der Hebel CD horizontal und kommt mit seinem Endpunkte C in Contact mit einem elektrischen Läutewerke, welches so lange meldet, als diese Spannung erreicht bleibt.

Zur Controle wurde auch noch an der Pumpe ein probirter Manometer von Schäfer und Budenberg angebracht und darauf die Spannung in Atmosphären abgelesen, welche sich bis auf eine, sich constant bleibende Differenz, stets übereinstimmend zeigte.

Das Aufbringen der Belastung und Entfernen derselben erfolgte so, dass hiebei keinerlei Stoßwirkungen auf das Versuchsobject übertragen wurden.

Die Ablesung der Durchbiegungen der Gurten und Abweichungen der Trägerwände geschah in jeder einzelnen Belastungsphase mittelst Nonius an jeder einzelnen Vertikalen beider Träger.

Die Dimensionirung des Probe-Apparates erfolgte auf Grund der Annahme, dass die Belastung des zu untersuchenden Objectes bis zum Bruche getrieben werden kann und wurde daher die ganze Anlage auf eine Bruchfestigkeit des Materiales von  $4000 \text{ kg/cm}^2$  basirt.

## V. Die Versuche und deren Ergebnisse.

Hinsichtlich der Anarbeitung der Träger ist zu bemerken, dass die Nietlöcher gestanzt und 2 mm nachgerieben, die Nietung selbst an den Gurten mittelst hydraulischer Nietmaschinen, an den Knotenpunkten mittelst Handnietung ausgeführt wurde; die Zurichtung der einzelnen Stücke geschah mittelst Scheerenschnitt.

Ausgenommen hiervon waren jedoch die beiden Versuche, welche zur Ermittlung des Einflusses der Güte der Anarbeitung besondere Anarbeitung zur Bedingung hatten, worauf später zurückgekommen werden wird.

Ein Ausglühen der Flusseisentheile fand nicht statt und wurden diese überhaupt nicht anders behandelt, als bei Schweißeisen üblich ist. Die Nieten bestanden in jedem Falle aus dem Materiale der Träger.

Bei der Durchführung der Biege- und Bruchversuche ist nach dem folgenden Programme vorgegangen worden:

1. Die Belastungen wurden nach den Spannungen der Zuggurte in den dem Mittelständer nächst gelegenen Fächern geregelt, so zwar, dass die erste Belastung daselbst eine Spannung von  $400 \text{ kg/cm}^2$  hervorbrachte und jede folgende Belastung eine Steigerung dieser Spannung um je  $200 \text{ kg/cm}^2$  bewirkte. Für die Bemessung dieser Spannungen und der dieselben bewirkenden Belastungen waren die nach der gewöhnlichen Berechnungsmethode ermittelten Spannungswerte maßgebend.

2. Jede Belastung blieb während einiger Minuten erhalten, worauf entweder vollständige Entlastung folgte, in welchem Zustande die Träger wieder einige Minuten verblieben, oder die Belastung auf die nächst höhere Stufe erhöht wurde.

3. Die Wirkung einer jeden Belastung gelangte durch eine möglichst genaue Messung der vertikalen Durchbiegungen der Träger, bzw. der seitlichen Ausbiegung einzelner Fachwerkstäbe zur Beobachtung. Zu diesem Zwecke waren in den Mitten der einzelnen Vertikalständer hervorstehende Höhenmarken befestigt, deren Abstände von einem dünnen, längs dem Träger straff gespannten Stahldrahte gemessen wurden. Die Messung erfolgte mit genauen metallenen Schubmaßstäben, deren Nonien Ablesungen von  $0.1 \text{ mm}$  gestatteten. Diese Messungen fanden nach jeder Belastung statt, so dass die jedesmalige Gestalt der deformierten Trägerachse bestimmt werden konnte.

4. Sobald bleibende Deformationen wahrnehmbar wurden, erfolgte vor jeder höheren Belastungsstufe eine vollständige Entlastung und wurde die bleibende Durchbiegung gemessen.

5. Bei den höheren Belastungen wurden allenfalls auftretende Erscheinungen von Verschiebungen der Nieten, Verbiegungen einzelner Theile u. s. w. beobachtet.

6. Ausser diesen Beobachtungen wurden an verschiedenen Organen der Träger Dehnungsmessungen mit Fränkel'schen Dehnungszeichnern vorgenommen.

Die Ergebnisse der Messungen und Beobachtungen sind am Schlusse in den Tabellen I—X zusammengefasst, sowie auf Taf. XIX graphisch dargestellt. Ferner sind auf Taf. XX die Bruchstellen der Versuchsträger nach den genauen Aufnahmen gezeichnet.

## VI. Auswertung der Versuchs-Ergebnisse.

Das Verhalten der einzelnen Träger unter dem Einflusse der verschiedenen Belastungen kann am besten zur An-

schauung gebracht werden durch eine graphische Darstellung, in welcher die von den Belastungen hervorgebrachten größten Durchbiegungen aufgetragen sind. Zu diesem Zwecke wurden — auf ein rechtwinkeliges Achsenkreuz bezogen — die Drücke  $A$  als Ordinaten und die denselben entsprechenden Durchbiegungen als Abscissen aufgetragen. Die so entstandenen Diagramme (Taf. XIX) geben ein übersichtliches Bild der Deformationen der Träger für die verschiedenen Belastungsstufen und ermöglichen die ziffermäßige Ermittlung ihres Gesamt-Leistungsvermögens insbesondere auch hinsichtlich des Widerstandes gegen Stoßwirkungen und lebendige Kräfte überhaupt.

Werden ausserdem noch die bleibenden oder plastischen Durchbiegungen in die Diagramme eingetragen, so wird in dem so entstehenden Linienzug ein Bild erhalten, welches für die Beurtheilung des Leistungsvermögens und des individuellen Charakters der Träger von ausgezeichneter Bedeutung ist.

### a) Die bleibenden Formänderungen.

Um den Beginn und das Wachsen der „bleibenden“ Durchbiegungen beobachten zu können, wurden die Träger nach der jeweilig erreichten und vorausbestimmten achsialen Gurtspannung, welche während einer gewissen Zeitdauer in Wirkung belassen wurde, wieder vollständig entlastet, so dass die Träger wiederholten, stufenweise erhöhten und bis zum Bruche fortgesetzten Belastungen oder eigentlich Belastungswechseln ausgesetzt waren.

Mit Hilfe der Diagramme für die bleibenden Durchbiegungen kann nicht nur in vorzüglicher Weise jene wichtige Eigenschaft des Materials, welcher es namentlich für Brückenconstructionen nicht entbehren darf: die „Zähigkeit“ und deren Maß, bestimmt werden, sondern sie ermöglichen auch eine scharfe Bestimmung einer sehr wichtigen Spannungsgrenze, deren Ueberschreitung eine Charakteränderung des Materials zur Folge hat.

Die „bleibenden“ Formänderungen stellen sich dar als das Resultat einer hiefür aufgebrauchten Arbeit: Der Arbeit der bleibenden oder „plastischen“ Formänderung.

Der Widerstand gegen diese plastische Deformation beruht auf einer besonderen Eigenschaft der Materie, deren Ursache in molecularen Zuständen und der damit im Zusammenhang stehenden Cohäsion zu suchen ist. Dieser Widerstand stellt für jedes Material ein der Größe nach beschränktes Leistungsvermögen dar, welches durch den zu seiner Ueberwindung erforderlichen Aufwand an mechanischer Arbeit gemessen werden kann.

Wenn sonach durch Einwirkung einer Belastung eine bleibende Formveränderung hervorgebracht wird, so entspricht die hiezu aufgebrauchte Arbeit zugleich einem ebenso großen Verluste an ursprünglichem plastischen Arbeitsvermögen.

Jede neue, einen Zuwachs an bleibender Formänderung bewirkende Anstrengung vermindert dieses Vermögen, so dass durch wiederholte derartige Inanspruchnahmen dasselbe endlich gänzlich aufgezehrt und damit der Bruch herbeigeführt wird.

# **Tabellarische Zusammenstellung der wichtigsten Versuchsergebnisse.**

Trägerconstruction und Bezugsquelle des verwendeten Materials			Zugfestig- keit	Bruch- dehnung	Bruch- span- nung	Deforma- tionsarbeit je eines halben Trägers	
						plast.	elast.
			d. Probestäbe durchschnittl. kg/cm <sup>2</sup>	0/0	kg/cm <sup>2</sup>	t/cm	
Fachwerkträger	I	Thomas Fl. E., Kladno ..	3860	25.4	2600 2960	42.8	34.6
	II	Martin Fl. E., Kl.-Tepl. .	4180	24.7	3300 3760	195.5	34.7
	III	Schweisseisen, Donawitz .	4200	23.4	2760 3050	109.5	32.0
	IV	Martin Fl. E., Witkowitz	4660	26.2	3600 3920	110.5	78.1
	V	Martin Fl. E., Donawitz	3870	27.7	3060 3480	134.4	41.0
	VI	M. Fl. E., Teschen } minder } sorgfält.	3830	27.5	2800 3180	134.7	33.6
	VII	M. Fl. E., Teschen, sorgfält.	3875	23.6	3300 3760	292.8	49.6
	VIII	Schweisseisen, böhmisch..	3515	11.4	2800 3190	48.0	28.1
Blechträger	IX	Martin Fl. E. Donawitz..	3880	23.9	*) 3200	37.3	30.1
	X	Alter Brückenträger .....	—	—	3000	12.5	23.9

Zu I bis VIII. In der Rubrik Bruchspannung bedeutet die obere Ziffer die Spannung bei der Bruchbelastung im Zuggurte des 4. bzw. 5. Faches, die untere jene in dem gefährlichen Querschnitte.

Aus diesen Versuchs-Resultaten lässt sich Folgendes zusammenfassen:

1. Das Verhältnis der Bruchspannung der Versuchsträger zur reinen Zugfestigkeit des Trägermaterials war:  
Für Martin-Flusseisen 83% bis 97%;  
„ Thomas-Flusseisen 75%;  
„ steierisches Schweisseisen 73% und  
„ böhmisches Schweisseisen 90%.

2. Die Arbeit der plastischen Deformation erreichte ihr Maximum bei den Trägern aus Martin-Flusseisen mit sorgfältiger Anarbeitung, und zwar den Wert von 292.8 t/cm; das Minimum wurde von den Trägern aus Thomas-Flusseisen mit 42.8 t/cm geleistet.

3. Die elastischen Deformationen zeigten für die verschiedenen Fachwerkträger aus Flusseisen bei den gleichen Belastungen nur geringe Verschiedenheiten.

Die bleibenden Durchbiegungen weisen dagegen große Unterschiede auf, je nach der Zähigkeit oder Plastizität des Materiales und der Sorgfalt der Anarbeitung.

## **Der Einfluss der Güte der Anarbeitung.**

Die Versuche VI und VII geben Aufschluss über den Einfluss der Anarbeitung auf die Widerstandsfähigkeit der Träger.

Das Material für beide Träger war von derselben Herkunft, hatte eine nur wenig verschiedene chemische Zusammensetzung und nahezu die gleiche durchschnittliche Festigkeit.

\*) Die totale Deformation trat bei 3.2 t/cm<sup>2</sup>, jedoch ohne Bruch ein.

Bei der Anarbeitung des einen Trägerpaares — als „minder sorgfältig“ bezeichnet — erfolgte das Lochen der Nietlöcher mittelst des „Stanzens“. Das Nachreiben der Nietlöcher war auf das Notwendigste beschränkt und wurde nur so weit ausgeführt, als zum Zusammenpassen für die Nietarbeit unumgänglich erforderlich war. Die Nietarbeit war vorwiegend Handnietung.

Bei der Anarbeitung des zweiten — als „sorgfältig“ bezeichneten Trägerpaares wurden alle Nietlöcher genau gebohrt, die Nieten mit hydraulischen Maschinen gesetzt.

Die Resultate dieser beiden sehr wichtigen Versuche sind die folgenden:

Die Bruchfestigkeiten verhalten sich zu einander wie: 1:1.21, d. h. der Träger mit sorgfältiger Anarbeitung ergab eine um 21% größere Bruchfestigkeit.

Die elastischen Einsenkungen sind in beiden Fällen unter den gleichen Belastungen nur wenig von einander verschieden; die bleibenden dagegen waren bei den Trägern mit minder sorgfältiger Anarbeitung stets und bei größeren Spannungen bedeutend größer, als bei den Trägern mit sorgfältiger Anarbeitung. Bei Vergleich der totalen plastischen Deformationsarbeit ergibt sich das Verhältnis der sorgfältigen Anarbeitung zur minder sorgfältigen Anarbeitung wie 217:100.

## **VII. Zusammenfassung der Ergebnisse.**

1. Die chemische Analyse des Martin-Flusseisens der Versuchsträger ergab für den Gehalt an fremden Bestandteilen folgende Grenz- und Mittelwerte:

	Si %	Mn %	P %	S %	Cu %	C %
Minimum .....	0.008	0.215	0.025	0.008	0.004	0.039
Maximum .....	0.086	0.482	0.119	0.085	0.183	0.183
im Mittel .....	0.024	0.342	0.048	0.035	0.080	0.101

2. Die Untersuchung der Festigkeits-Eigenschaften des Martin-Flusseisens der Versuchsträger aus den Probestäben erwies die folgenden Grenz- und Mittelwerte für die Zugfestigkeit und Bruchdehnung:

	Zug- festigkeit kg/cm <sup>2</sup>	Bruch- dehnung auf 200 m/m %
Minimum .....	3540	9.75
Maximum .....	4850	34.5
im Mittel .....	4050	25.6

Insbesondere ergaben sich die nachstehenden durchschnittlichen Werte für die Zugfestigkeit der Materialien der Versuchsträger:

- Vers. I. Thomas-Flusseisen von Kladno-  
Teplitz .....  $B = 3860 \text{ kg/cm}^2$   
„ II. Martin-Flusseisen von Kladno-  
Teplitz .....  $B = 4180$  „  
„ III. Steierisches Schweisseisen .....  $B = 4200$  „

Vers. IV.	Martin-Flusseisen von Witkowitz	$B = 4660 \text{ kg/cm}^2$
" V.	Martin-Flusseisen von Donawitz	$B = 3870$ "
" VI.	Martin-Flusseisen von Teschen.	$B = 3830$ "
" VII.	Martin-Flusseisen von Teschen.	$B = 3875$ "
" VIII.	Böhm. Schweisseisen (Handels- waare)	$B = 3515$ "
" IX.	Martin-Flusseisen der Alp. Mon- tan-Gesellschaft	$B = 3880$ "

Die durchschnittliche procentuale Bruchdehnung parallel zur Walzrichtung auf 200 mm Länge bezogen, betrug:

Zum Vers. I	Thomas-Flusseisen von Kladno- Teplitz	$\Delta = 25.4$ Procent
" "	II. Martin-Flusseisen von Kladno- Teplitz	$\Delta = 24.7$ "
" "	III. Steierisches Schweisseisen	$\Delta = 23.4$ "
" "	IV. Martin-Flusseisen von Wit- kowitz	$\Delta = 26.2$ "
" "	V. Martin-Flusseisen von Donawitz	$\Delta = 27.7$ "
" "	VI. Martin-Flusseisen von Teschen	$\Delta = 27.5$ "
" "	VII. Martin-Flusseisen von Teschen	$\Delta = 23.6$ "
" "	VIII. Böhm. Schweisseisen	$\Delta = 11.4$ "
" "	IX. Martin-Flusseisen der Alpinen Montan-Gesellschaft	$\Delta = 23.9$ "

Die „Dehnungs-Coëfficienten“, das sind die Quotienten aus der Bruchdehnung in Procent durch die Bruchspannung in  $\text{kg/mm}^2$  ergeben sich hiernach:

Zum Vers. I	Für Thomas-Flusseisen von Kladno- Teplitz	$\vartheta = 0.66$
" "	II. Für Martin-Flusseisen von Kladno- Teplitz	$\vartheta = 0.59$
" "	III. Für steierisches Schweisseisen	$\vartheta = 0.56$
" "	IV. „ Martin-Flusseisen von Witkowitz	$\vartheta = 0.56$
" "	V. „ Martin-Flusseisen von Donawitz	$\vartheta = 0.71$
" "	VI. „ Martin-Flusseisen von Teschen	$\vartheta = 0.71$
" "	VII. „ Martin-Flusseisen von Teschen	$\vartheta = 0.60$
" "	VIII. „ böhmisches Schweisseisen	$\vartheta = 0.32$
" "	IX. „ Martin-Flusseisen der Alp. Montan- Gesellschaft	$\vartheta = 0.62$

Hiernach zeigte das Martin-Flusseisen von Donawitz und Teschen den größten Grad der Zähigkeit, das Martin-Flusseisen von Witkowitz die höchste Festigkeitsziffer.

Die Elasticitäts-Grenzen der untersuchten Materialien sind mit Rücksicht auf die Orte, aus welchen die Versuchsstäbe entnommen wurden, zu beurtheilen, weil sich der Einfluss der Streckung, welche die betreffenden Gurttheile erlitten haben, auf die Höhe der Elasticitäts-Grenzen besonders bemerkbar macht.

Es fanden sich die folgenden Mittelwerte der Elasticitäts-Grenzen.

Vers. I.	Für Thomas-Flusseisen von Kladno- Teplitz:	
	bei den minder beanspruchten Theilen	1910 $\text{kg/cm}^2$
	" " stärkst	2010 "
" II.	Für Martin-Flusseisen von Kladno- Teplitz:	
	bei den minder beanspruchten Theilen	2100 "
	" " stärkst	2410 "

Vers. III.	Für steierisches Schweisseisen:	$\text{kg/cm}^2$
	bei den minder beanspruchten Theilen	1425 "
	" " stärkst	2100 "
" IV.	Für Martin-Flusseisen von Witkowitz:	
	bei den minder beanspruchten Theilen	1940 "
	" " stärkst	2625 "
" V.	Für Martin-Flusseisen von Donawitz:	
	bei den minder beanspruchten Theilen	2205 "
	" " stärkst	2250 "

Das Verhältniss der Spannungen an der Elasticitäts-Grenze zu jener der Zugfestigkeit ist hiernach:

Vers. I.	Für Kladno-Teplitzer Thomas-Flusseisen	0.50 u. 0.51
" II.	" Kladno-Teplitzer Martin-Flusseisen	0.50 „ 0.58
" III.	" steierisches Schweisseisen	0.36 „ 0.50
" IV.	" Witkowitz Martin-Flusseisen	0.41 „ 0.56
" V.	" Donawitzer Martin-Flusseisen	0.57.

Der mittlere Wert dieses Verhältnisses bei Martin-Flusseisen ist daher:

Bei den minder beanspruchten Theilen	0.50
" " stärkst	0.57.

Die Lage der Elasticitäts-Grenzen jener Stäbe, die aus Gurtstellen entnommen waren, welche in Folge starker Anstrengungen „Streckungen“ erlitten hatten, zeigt gegenüber jenen, deren Material in den Trägern minder beansprucht worden ist, eine wesentliche Erhöhung, wie dies auch den Versuchs-Resultaten Bauschinger's über den Einfluss der Streckungen und der Wirkung der hierauf folgenden Ruhezeit entspricht. Es scheint auch, dass diese Erhöhung der Elasticitäts-Grenze bei zäherem Materiale in geringerem Grade statthat, als bei minder zähem.

So sehen wir bei dem Witkowitz Material und dem steierischen Schweisseisen, welche einen gleich großen Dehnungs-Coëfficienten  $\vartheta = 0.56$  hatten, eine Erhöhung der Elasticitäts-Grenze beim ersten um 36%, beim zweiten um 39%; dagegen zeigt das sehr zähe Donawitzer Martin-Flusseisen gar keine, das ebenfalls sehr zähe Thomas-Flusseisen eine kaum nennenswerte Erhöhung dieses Wertes.

Die Elasticitäts-Grenzen der übrigen Trägermaterialien wurden bestimmt für:

Vers. VI.	Martin-Flusseisen von Teschen	1720 $\text{kg/cm}^2$
	und deren Verhältniss zur Zugfestig- keit	$= 0.44$ .
" VII.	Martin-Flusseisen von Teschen	1620 "
	im Verhältniss zur Zugfestigkeit	$= 0.42$ .
" VIII.	Böhmisches Schweisseisen	1760 "
	im Verhältniss zur Zugfestigkeit	$= 0.5$ .
" IX.	Martin-Flusseisen der Alpinen Montan- Gesellschaft	1640 "
	im Verhältniss zur Zugfestigkeit	$= 0.42$ .

3. Die Bruchspannungen der Fachwerkträger lagen für die thatsächlich schwächsten Querschnitte zwischen 2960 und 3920  $\text{kg/cm}^2$ , das Verhältniss dieser Spannungen zu den reinen Zugfestigkeiten der Materialien ist für:

Thomas-Flusseisen	75 Procent
Böhmisches Schweisseisen	90 "
Steierisches Schweisseisen	73 "
und für Martin-Flusseisen	83 bis 97 "

#### 4. Die Arbeiten der plastischen Deformation betrogen:

Bei Vers.	I.	Thomas-Flusseisen von Kladno-Teplitz	42·8 t/cm
" "	II.	Martin-Flusseisen von Kladno-Teplitz	195·5 "
" "	III.	Steierisches Schweisseisen	109·5 "
" "	IV.	Martin-Flusseisen von Witkowitz	110·5 "
" "	V.	Martin-Flusseisen von Donawitz	134·4 "
" "	VI.	Martin-Flusseisen von Teschen	134·7 "
		(minder sorgfältige Ausführung)	
" "	VII.	Martin-Flusseisen von Teschen	292·8 "
		(sorgfältige Ausführung)	
" "	VIII.	Böhmisches Schweisseisen	48·0 "

5. Die Qualität der Anarbeitung erwies einen sehr beträchtlichen Einfluss auf die Festigkeit und Zähigkeit der gesamten Träger-Construction

Die Bruchfestigkeit wurde durch sorgfältige Anarbeitung um 21%, die plastische Deformations-Arbeit sogar auf das Doppelte erhöht.

Es kann sonach behauptet werden, dass in Folge der geringeren Sorgfalt bei der Anarbeitung, das ist durch das Stanzen der Nietlöcher ohne entsprechendes Nachreiben und vorwiegender Handnietung bei den Trägern von Versuch VI die Widerstandsfähigkeit des Materiales gegen statische Kraftwirkungen um 21% vermindert, gegen dynamische Wirkungen jedoch auf die Hälfte herabgedrückt worden sei.

Obgleich nun ein derart schädigender Einfluss unsorgfältiger Ausführung sichergestellt erscheint, so haben doch anderweitige geringe Oberflächenfehler und Verletzungen an verschiedenen Orten der Träger eine directe Schädigung ebensowenig wahrnehmen lassen, wie die Operation des Nietens selbst.

6. Der Versuch mit vollwandigen Trägern — sogenannten „Blechträgern“ — aus Martin-Flusseisen erbrachte den Beweis, dass auch in diesem Falle das angewandte Material sich vorzüglich bewährte und frei sei von jenen gefürchteten Eigenschaften, die bei den im Jahre 1876 bei Harkort ausgeführten Versuchen ein so unvortheilhaftes Urtheil über Flusstahlmateriale in derartigen Constructionen veranlassten.

Bei dem Versuche mit diesem Träger gelang es nicht, denselben zum Bruche zu bringen; bei einer maximalen Spannung von 77% der reinen Zugfestigkeit begannen am Druckgurte Knickungs-Erscheinungen aufzutreten, die bei weiterer Steigerung der Belastung zur totalen Deformation des Druckgurtes führten, wobei die Gurtlamellen und Winkel-eisen zwischen den Nietten aufgebogen und wie bei Blei gefaltet erschienen, ohne jedoch irgendwo auch die kleinste Spur eines Einrisses zu zeigen.

7. Aus dem Versuche mit alten Trägern, die ein Jahr lang als Brückenträger gedient und sodann etwa 14 Jahre lang im Bauhofe gelagert waren, ergab sich, dass einer dieser Träger bei der maximalen Spannung von 3000 kg/cm<sup>2</sup> brach.

Es scheint hiernach, dass diese Träger an ihrer ursprünglichen Festigkeit durch die allerdings während einer nur kurzen Zeit geleisteten Dienste keine Einbusse erlitten.

#### Schlussfolgerungen.

Aus den Versuchs-Ergebnissen lassen sich die nachstehenden Schlussfolgerungen ableiten:

##### 1. Ueber das Thomas-Flusseisen.

Obwohl es zweifellos erwiesen ist, dass nach dem Thomas-Verfahren ein vorzügliches Flusseisen von hoher Festigkeit und Dehnbarkeit erzeugt werden kann, so haben dennoch die mit solchem Materiale in Kladno, Teplitz und Witkowitz vorgenommenen Qualitätsproben einerseits die Schwierigkeit, gleichartiges Material einer gewissen Zusammensetzung zu erzeugen, andererseits die große Empfindlichkeit dieses Materiales gegen äussere Verletzungen deutlich erkennen lassen.

Das sehr ungünstige Ergebnis des ersten Versuches mit zusammengesetzten (Fachwerk-) Trägern aus diesem Materiale mag zum Theile der angewendeten Methode der Anarbeitung zugeschrieben werden. Doch ist dieses Resultat vor allem Anderen auf die Ungleichartigkeit, welche im Materiale der Constructions-Elemente in dem meist beanspruchten Theile gefunden wurde, zurückzuführen.

Für Constructionen des Brückenbaues ist jedoch die möglichste Gleichartigkeit des Constructions-materiales von größter Bedeutung.

Durch das ungünstige Resultat des ausgeführten Versuches ist das Vertrauen in die Verlässlichkeit dieses Materiales für zusammengesetzte Constructionen bei Anwendung der hier üblichen Methode der Anarbeitung erschüttert worden. In Oesterreich ist vorerst auch kein Grund vorhanden, zu demselben für Brückenconstructionen zu greifen, da alle andern Versuche mit Trägern aus Martin-Flusseisen verschiedener Herkunft und aus Schweisseisen bei gleicher Anarbeitung die entschiedene Ueberlegenheit und Verlässlichkeit dieser Materialien gegen das Thomas-Flusseisen nachgewiesen haben.

Dieser Umstand findet auch darin seine Bestätigung, dass die Vertreter der an den Versuchen beteiligten Hüttenwerke nach dem Bekanntwerden dieses Versuchsergebnisses alle weiteren Schritte unterließen, dem Thomas-Flusseisen für die Zwecke von Brücken-Constructionen Geltung zu verschaffen.

##### 2. Ueber das Schweisseisen.

Die aus Schweisseisen verschiedener Qualität hergestellten Versuchsträger haben günstige Versuchsergebnisse ergeben.

Der Unterschied der Qualität kam jedoch in hervorragender Weise zum Vorschein bei dem Vergleiche der Arbeiten der plastischen Deformation, also in dem Widerstandsvermögen der Träger gegen lebendige Kräfte. In dieser Hinsicht übertraf das steirische Material das böhmische um mehr als das Zweifache.

Der Vergleich mit den Trägern aus Martin-Flusseisen fällt jedoch entschieden zu Gunsten dieses Materials aus.

Dasselbe überragt das erstere sowohl durch die Gleichmäßigkeit des Widerstandes parallel und quer zur Walzrichtung, als durch große Plasticität.

##### 3. Ueber das basische Martin-Flusseisen.

Durch die ausgeführten Versuche ist der Nachweis erbracht, dass das weiche basische Martin-Flusseisen in ge-



nieteten Träger-Constructionen, d. i. bei Fachwerk- und Vollwandträgern gewöhnlicher Anarbeitung sich als vorzügliches Constructionsmateriale bewährte. Hinsichtlich der gleichmäßigen — von der Walzrichtung nicht beeinflussten — Festigkeit, Zähigkeit und insbesondere in seinem plastischen Arbeitsvermögen übertrifft dasselbe das Schweisseisen in hohem Grade.

Die Qualität der Anarbeitung und Nietung, insbesondere die Methode der Lochung, ist von bedeutendem Einfluss auf die Grösse des Widerstandsvermögens dieses, sowie gewiss auch anderen Eisenmaterials; dennoch haben anderweitige kleine Oberflächenfehler, kalte Bearbeitung und die Operation des Nietens bei den Versuchsträgern eine Schädigung der Widerstandsfähigkeit des weichen basischen Martin-Flusseisens nicht wahrnehmen lassen.

Aus dem Angeführten folgt, dass das weiche basische Martin-Flusseisen zur Herstellung von genieteten Brückenconstructionen vollkommen geeignet ist.

Es ist wünschenswerth, dass die Lochungen durch „Bohren“ ausgeführt werden. Bei Anwendung des Stanzens jedoch müssen die Nietlöcher durch maschinell betriebenes Nachbohren um mindestens 2 mm erweitert werden.

Zur Kennzeichnung der Qualität des basischen Martin-Flusseisens, welches bei den Versuchsträgern zur Anwendung kam, wird beigelegt, dass die chemisch fremden Beimengungen im Mittel betragen an:

Kohlenstoff:	0.101 %
Mangan:	0.340 „
Phosphor:	0.048 „
Schwefel:	0.035 „
Silicium:	0.024 „
Kupfer:	0.080 „

Die durchschnittliche Festigkeit gegen Zug wurde mit 4050 kg/cm<sup>2</sup> und die durchschnittliche Bruchdehnung auf 200 mm mit 25.6 % gefunden.

## Fachwissenschaftliche Erörterungen zu dem Berichte des Brückenmaterial-Comités über die durchgeführten Versuche mit genieteten Trägern aus Fluss- und Schweisseisen.

Von Prof. Joh. E. Brik.

(Hiezu Tafel XXI und XXII.)

Der in der Vollversammlung vom 2. Mai d. J. erstattete Bericht des Brückenmaterial-Comités über die Verwendung des Flusseisens zu Brückenbauten enthält in übersichtlicher Darstellung die Geschichte, Beschreibung und die praktisch wichtigen Ergebnisse zahlreicher Materialproben und einer Reihe großer Versuche mit genieteten Fachwerk- und Vollwandträgern aus Fluss- und Schweisseisen.

Diese Versuche wurden ausgeführt, um die Frage nach den Bedingungen der Zulässigkeit des Flusseisens zu Brückenbauten zu beantworten.

Obwohl jener Bericht auf die Mittheilung der wesentlichen Ergebnisse und die hierauf gegründeten Schlussfolgerungen beschränkt bleiben musste, so ist es mit Rücksicht auf die Wichtigkeit und die Bedeutung, welche den durchgeführten Versuchen zweifellos zukommt, angemessen, auch die wissenschaftlichen Grundlagen der gezogenen

### Anträge des Comité's.

Im Hinweis auf die vorangehenden Schlussfolgerungen unterbreitet das Comité die folgenden Anträge:

1 Das weiche basische Martin-Flusseisen ist zur Herstellung von Brückenconstructionen als vollkommen geeignet anzuerkennen.

2. Das zu Brückenconstructionen zu verwendende Martin-Flusseisen soll für ein und dasselbe Bauwerk gleichmässige Festigkeits-Eigenschaften, und zwar eine Zugfestigkeit von 3500 kg per cm<sup>2</sup> bei einer Minimal-Bruchdehnung von 25 % auf 200 mm bis 4500 kg per cm<sup>2</sup> bei einer Minimal-Bruchdehnung von 20 % auf 200 mm bei 5 cm<sup>2</sup> Querschnitt besitzen, sowie genügende Deformationsfähigkeit im kalten und warmen Zustande und bei verletzter Oberfläche der Probestäbe zeigen.

3. Die Anarbeitung der Träger aus Martin-Flusseisen kann in gleicher Weise wie für Schweisseisen geschehen, wobei jedoch für beide Materialien das Bohren der Nietlöcher zu empfehlen ist. Bei gestanzten Löchern muss jedoch das maschinelle Nachbohren mit genau vertikaler Führung des Bohrers um mindestens 2 mm vorgenommen werden und ist die maschinelle Nietung in beiden Fällen zu empfehlen.

Ein Ausglühen der gewalzten Stäbe und Bleche vor der Verwendung oder nach den gewöhnlichen Operationen an den Constructionstücken ist nicht nothwendig.

4. Die Nieten können aus weichem basischen Martineisen-Materiale hergestellt werden.

Wien, am 10. April 1891.

### Das Brückenmaterial-Comité:

F. Bischoff, Obmann.

J. Brik. J. Buberl. C. August Ritter von Frey. E. Gaertner.

L. Ritter von Hauffe. F. Heindl. E. Heyrowsky.

L. Huss, auch Schriftführer. Gust. Oelwein. G. Ritter Rebhann von Aspernbruck. A. Sailer. S. Wagner.

Schlussfolgerungen, sowie die ausführliche Erörterung der einzelnen Versuche zu veröffentlichen.

Der Verfasser des nachstehenden Aufsatzes hat dem ausführenden Ausschusse des Brückenmaterial-Comités angehört und hatte als dessen Berichterstatter den Beruf, den gesammten Gegenstand, sowie die Arbeiten des Comité's eingehend zu studiren, insbesondere das an vielen einzelnen Untersuchungen und Beobachtungen reiche Material zu ordnen, dasselbe sachgemäß auszuwerten und die gefundenen Resultate formell zum Ausdrucke zu bringen.

So entstand unter Mitwirkung des ausführenden Ausschusses der Entwurf eines allgemeinen ausführlichen Berichtes, welchem auch der an den österr. Ingenieur- und Architekten-Verein am 2. Mai d. J. erstattete besondere Bericht des Brückenmaterial-Comités entstammt.

Dem Verfasser schien es unerlässlich, den Versuchen theoretische Untersuchungen an die Seite zu stellen, um

dadurch einerseits den Grad der Uebereinstimmung der theoretischen Resultate mit jenen der Beobachtung zu erproben, andererseits, um einen wissenschaftlichen Maßstab für die Beurtheilung des Verhaltens der Versuchsträger zu erlangen.

Die Theorie ist gegenwärtig nicht nur die Grundlage für die Bestimmung der Querschnittsabmessungen der einzelnen Theile einer zu erbauenden Brücke; sie ist auch der Leitstern und Maßstab für die Beurtheilung der Sicherheit bestehender Brücken. Bei Unfällen, Zusammenbrüchen von Brückenträgern wird, wenn keine äußere sichtbare Ursache wahrnehmbar, zuerst die Theorie zu Rathe gezogen, um mit deren Hilfe die eigentliche Ursache zu erforschen. Man ist befriedigt, wenn gefunden wird, dass die Ursache des Bruches auf die Ueberanstrengung eines Organes, oder im Gegenfalle auf Materialfehler zurückgeführt werden kann.

Die Zuverlässigkeit theoretischer Resultate hängt ab von der Uebereinstimmung der theoretischen Voraussetzungen mit den wirklichen Verhältnissen. Diese Uebereinstimmung ist jedoch niemals eine vollkommene; sie ist immer nur eine angenäherte und diesem entsprechend auch nur eine wahrscheinliche. Daher dürfen diese theoretischen Resultate auch nur als wahrscheinliche und nicht als absolut wirkliche Werte betrachtet werden.

Der Grad dieser Wahrscheinlichkeit wächst jedoch sowohl mit der Zahl der Beobachtungen und Erfahrungen als auch mit der zunehmenden besonderen Kenntnis der Festigkeitseigenschaften des Constructions-Materials und des Einflusses, welchen die Art der Ausführung ausübt. Vergleichende Versuche mit zusammengesetzten, nach Art der Brückenträger gebauten Tragwerken sind geeignet, die Zuverlässigkeit theoretischer Resultate für den Brückenbau zu erproben. Die Untersuchung dieser Verhältnisse ist daher ebenso wichtig, wie jene über die Festigkeitseigenschaften des Materials selbst und man kann behaupten, dass für den Constructeur die Zuverlässigkeit theoretischer Resultate völlig gleichwertig mit der Zuverlässigkeit des Constructionsmaterials sei.

### I. Theorie der Belastungs-Vorrichtung.

Die für die Versuche bestimmten Balkenträger erhielten eine Stützweite von 10,00 m; je zwei völlig gleich gebaute Träger wurden mittelst regelmäßig vertheilten Querverbänden und in der Ebene der Druckgurte mittelst eines horizontalen Fachwerks, zu einem Trägerpaare vereinigt und in diesem Zustande den Belastungsversuchen unterzogen.

Die Belastungs-Vorrichtung, deren Anordnung und Construction im Berichte des Brückenmaterial-Comités erörtert ist, besteht im Wesentlichen in einer hydraulischen Presse, deren Presskolben unter der Mitte der Versuchsträger angeordnet ist, so dass die Probedrücke als isolirte in den Trägermitten angreifende Kräfte zur Wirkung kommen.

Die Gegendrücke der Widerlager der Versuchsträger werden einerseits durch feste Auflagerung ( $B$ ), andererseits durch den Druck ( $D$ ) eines ungleicharmigen Hebels ausgeübt. Der den einseitigen Gegendruck  $D$  bewirkende Hebel wird an seinem freien Ende  $C$  derart belastet, bezw. entlastet, dass nach dem Anheben der Träger der jeweilig verlangte Druck in  $D$  hervorgebracht werden kann. Der Druck des Presskolbens gegen die Mitte der Versuchsträger wird alsdann so weit gesteigert, bis der Belastungshebel durch den Gegendruck  $D$  ausbalancirt ist.

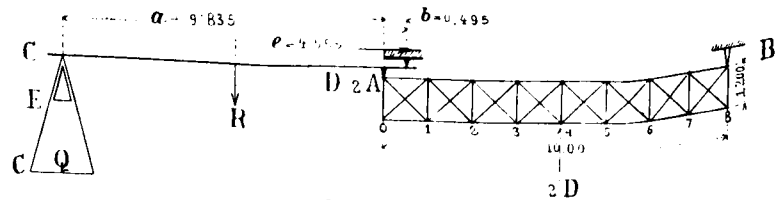


Fig. 1.

Nennen wir das Gewicht am freien Hebelende =  $C$ , das im Schwerpunkte des Hebels wirkende Eigengewicht des Hebels =  $R$ , so folgt mit Bezug auf die in Fig. 1 eingetragenen Maße die zur Erzeugung des Druckes  $D$  erforderliche Belastung

$$C = \frac{Db - Re}{a}$$

Nun ist nach dem Ausmaße des Apparates und nach Erhebungen durch unmittelbare Abwage:

$$a = 9,835 \text{ m}$$

$$b = 0,495 \text{ „}$$

$$c = 4,555 \text{ „}$$

$$R = 3,160 \text{ Tonnen. Daher wird}$$

$$C = 0,05033 D - 1,4635 \text{ Tonnen.}$$

Es wird  $C \geq 0$ , wenn  $D \geq 29,078$  Tonnen.

Wenn daher Drücke ausgeübt werden sollen, deren Größe

$$D \geq 29,078 \text{ Tonnen}$$

ist, so muss  $C$  negativ werden, d. h. es muss im Endpunkte  $C$  des Hebels eine Entlastung platzgreifen. Zu diesem Zwecke ist daselbst eine Wage  $E$  angebracht, deren Hebelverhältnis in nebenstehender Fig. 2 dargestellt ist.

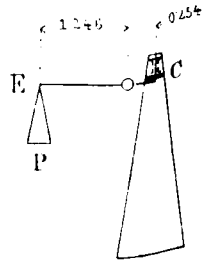


Fig. 2.

Bezeichnet  $P$  das Gewicht dieser Wagschale sammt den daselbst aufgebraachten Belastungsgewichten, so ist der gegen das Hebelende  $C$  wirkende Entlastungsdruck  $C_1$  aus der Gleichgewichtsbedingung:

$$1,246 P = 0,254 C_1 \text{ bestimmbar.}$$

Hiernach ergibt sich die erforderliche Belastung

$$P = 0,20385 C_1 \text{ und da}$$

$$C_1 = - (0,05033 D - 1,4635),$$

so ist für je einen Versuchsträger der Gegendruck

$$A = \frac{D}{2},$$

$$\text{also für } A \geq 14,539 \text{ Tonnen.}$$

$$P = 0,02052 A + 0,29833 \text{ Tonnen}$$

$$\text{für } A \geq 14,539 \text{ Tonnen wird}$$

$$C = Q = 0,05033 D - 1,4635$$

$$= 0,10066 A - 1,4635 \text{ Tonnen.}$$



### Der gefährliche Querschnitt.

In Folge des Anschlusses der Diagonalen an das Stehblech mittelst der Nieten werden die Knotenkräfte nicht — wie in der Rechnung angenommen — unmittelbar in dem geometrischen Knotenpunkte zur Uebertragung gelangen. Der Angriff dieser Kräfte erfolgt zunächst auf das Stehblech, und zwar in einer gewissen Entfernung von diesem Knotenpunkte. Daher werden zwischen den Vertikalschnitten durch den geometrischen Knotenpunkt und durch die ihm zunächst gelegene Nietreihe der Diagonalen Spannungen vorhanden sein, welche von den normalen Spannungen ausserhalb der Knotenconstruction verschieden sind.

In unserem Falle wird insbesondere der Knotenpunkt des Mittelständers in Betracht gezogen werden müssen. Fig. 5.

An Schnittstellen des Gurtes links und rechts von der Knotenconstruction wirken die Kräfte  $O_4$  in den Schwerpunkten der Gurtquerschnitte. Die Zugkräfte der Diagonalen und die Druckkraft des Mittelständers mögen in den Achsen dieser Theile wirkend angenommen werden.

Denken wir nun noch einen weiteren trennenden vertikalen Schnitt  $\overline{ab}$  zwischen der Achse des Mittelständers und den demselben zunächst liegenden Nieten der Diagonalen geführt, so muss der achsiale Widerstand  $O'_4$  in diesem Querschnitte offenbar in der Beziehung stehen:

$$O'_4 = O_4 + X_4 \sin \alpha.$$

In demselben Querschnitte wirkt ausserdem noch eine vertikale Transversalkraft:  $V = X_4 \cos \alpha$  und ein Biegemoment, von dem wir hier jedoch absehen wollen.

Jeder Vertikalschnitt zwischen  $\overline{ab}$  und  $\overline{a'b'}$  erleidet sonach eine Mehrspannung von  $\Delta O_4 = X_4 \sin \alpha$  gegenüber der Gurtspannung  $O_4$  ausserhalb der Knotenconstruction.

Die gefährlichen Querschnitte des Zuggurtes liegen somit zunächst der Achse des Mittelständers, und zwar zwischen derselben und den zunächst gelegenen Nieten, welche die Diagonalen an das Stehblech befestigen.

Die achsiale Mehrspannung  $\Delta O_4$  berechnet sich aus:

$$\Delta O_4 = X_4 \sin \alpha = \frac{1}{2} (7K + G + A) \tan \alpha = 0,46 + 0,52 A.$$

Die Mehr-Inanspruchnahme im gefährlichen Querschnitte ist daher:

$$\Delta \sigma_4 = \frac{\Delta O_4}{F_4} = 0,0136 + 0,0151 A$$

und die totale Inanspruchnahme daselbst:

$$\sigma_4' = \sigma_4 + \Delta \sigma_4 = 0,123 A + 0,07 t/cm^2.$$

Diese Spannung ist für die Berechnung der größten achsialen Inanspruchnahme der Zuggurte der Versuchsträger maßgebend.

Man erhält z. B. für:

A = 5	10	15	20	25	30 Tonnen
$\sigma_4 = 0,597$	1,137	1,677	2,217	2,757	3,297 t/cm <sup>2</sup>
$\Delta \sigma_4 = 0,090$	0,167	0,243	0,320	0,396	0,473 "
$\sigma_4' = 0,687$	1,304	1,920	2,537	3,153	3,770 "

### 2. Spannungen der Diagonalen.

Die am meisten angestregten Diagonalen sind die im vierten und fünften Fache befindlichen.

Für diese ist mit Bezug auf Fig. 3

$$X_4 = -D_4 = \frac{1}{2} (7K + G + A) \sec \alpha = 0,64 + 0,72 A.$$

Die spezifische Spannung der Zug-Diagonalen, deren Netto-Querschnitt  $F = (11 - 1,8) 0,8 = 7,36 \text{ cm}^2$  ist, berechne sich mit  $\frac{X_4}{F} = 0,087 + 0,098 A \text{ t/cm}^2$ .

Bei Berechnung der Druck-Diagonalen ist zu beachten, dass dieselben einseitig an die Stehbleche befestigt sind und daher auf Druck und Biegung zugleich beansprucht werden.

Für den nebenstehend in Fig. 6 dargestellten Querschnitt der Druck-Diagonalen ermittelt sich die Schwerpunktslage mit  $\xi = 1,79 \text{ cm}$ .

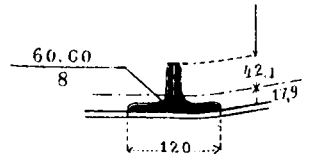


Fig. 6.

Die Entfernung der Schwerpunktsachse der Strebe von der Mittelebene des Stehbleches ist daher:

$$c = 1,79 + 0,4 = 2,19 \text{ cm}.$$

Wenn von der Verbindung der Diagonalen an deren Kreuzungspunkten abgesehen und die Befestigung der Druck-Diagonale an den Gurten als drehbar\*) angenommen

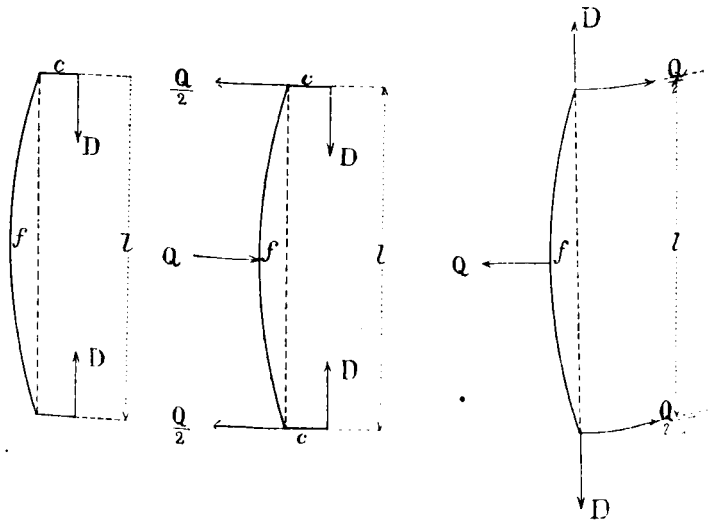


Fig. 7.

Fig. 8.

Fig. 9.

wird, so gibt die Theorie für die Pfeilhöhe  $f$  (Fig. 7) den Wert:

$$f = c \left[ \sec \left( \frac{l}{2} \sqrt{\frac{D}{EI}} \right) - 1 \right]$$

Für den Strebenquerschnitt (Fig. 6) ist:

$$J = 59,38 \text{ cm}^4.$$

Mit  $l = 140 \text{ cm}$  und  $E = 2000 \text{ t/cm}^2$  erhält man:

$$f = 2,19 [\sec (0,2 \sqrt{D}) - 1].$$

\*) Diese Annahme ist in der Wirklichkeit unzutreffend; die feste Verbindung der Diagonalen mit dem Gurtstehbleche mittelst Nietung bewirkt vielmehr eine gewisse Einspannung, wodurch der Widerstand gegen seitl. Ausbiegen der Druckstreben nicht unwesentlich erhöht werden kann. Man kann diesen Verhältnissen schätzungsweise bei Einführung der freien Länge des Stabes einigermaßen Rechnung tragen.

Die größten Spannungen der Strebe befinden sich in der Strebenmitte und berechnen sich aus:

$$\sigma_{e_1} = \frac{D}{\varphi} \left( 1 + \frac{\varphi(c+f)e_1}{J} \right), \text{ bzw.}$$

$$\sigma_{e_2} = \frac{D}{\varphi} \left( 1 - \frac{\varphi(c+f)e_2}{J} \right),$$

wobei  $\varphi$  den Querschnitt und  $J$  das kleinste Trägheitsmoment desselben bedeutet.

### 3. Einfluss der Verbindung der Diagonalen in deren Kreuzungspunkten.

Die gegenseitige Verbindung der Diagonalen in ihrem Kreuzungspunkte bewirkt, dass die Diagonalstäbe ausser der Kraft  $D$  noch durch eine transversale, dem Widerstande der Verbindung entsprechende Kraft  $Q$  beansprucht werden.

Die Figuren 8 und 9 versinnlichen für den Druck- und Zugstab die betreffenden Kraftwirkungen.

Hinsichtlich des Druckstabes (Fig. 8) ist unter Voraussetzung drehbarer Enden die Pfeilhöhe:

$$f = c \left[ \sec \left( \frac{l}{2} \sqrt{\frac{D}{EJ}} \right) - 1 \right] + \frac{1}{4} \frac{Ql}{D} - \frac{Q}{2D} \sqrt{\frac{EJ}{D}} \cdot \operatorname{tg} \left( \frac{l}{2} \sqrt{\frac{D}{EJ}} \right)^*$$

Setzt man hier

$$c \left[ \sec \left( \frac{l}{2} \sqrt{\frac{D}{EJ}} \right) - 1 \right] = m,$$

so wird:

$$f = m + \frac{1}{4} \frac{Ql}{D} - \frac{Q}{2D} \sqrt{\frac{EJ}{D}} \cdot \operatorname{tg} \left( \frac{l}{2} \sqrt{\frac{D}{EJ}} \right)$$

Für die Zug-Diagonale (Fig. 9) ist dagegen die Pfeilhöhe  $f_1$ :

$$f_1 = \frac{1}{4} \frac{Ql}{D} - \frac{Q}{2D} \sqrt{\frac{Ei}{D}} \cdot \frac{e_{kl} - 1}{e_{kl} + 1}^{**}$$

wobei  $i$  das Trägheitsmoment des Stabquerschnitts senkrecht zur Biegungs-Ebene und  $k = \sqrt{\frac{D}{Ei}}$  ist.

Unserem Falle entspricht:

$$J = 59,38 \text{ cm}^4 \quad l = 140 \text{ cm};$$

$$i = 0,469 \text{ cm}^4 \quad E = 2000 \text{ t/cm}^2.$$

Hiernach ist  $\frac{e_{kl} - 1}{e_{kl} + 1}$  nahezu = 1; daher

$$f_1 = \frac{Q}{2D} \left( \frac{l}{2} - \sqrt{\frac{Ei}{D}} \right)$$

Wegen der gegenseitigen Verbindung der Diagonalen an der Kreuzungsstelle muss  $f = f_1$  sein, daher folgt:

$$m + \frac{Q}{2D} \left\{ \frac{l}{2} - \sqrt{\frac{EJ}{D}} \cdot \operatorname{tg} \left( \frac{l}{2} \sqrt{\frac{D}{EJ}} \right) \right\} = \frac{Q}{2D} \left( \frac{l}{2} - \sqrt{\frac{Ei}{D}} \right),$$

woraus

$$\frac{Q}{2D} = \frac{m \sqrt{\frac{D}{EJ}}}{\operatorname{tg} \left( \frac{l}{2} \sqrt{\frac{D}{EJ}} \right) - \sqrt{\frac{i}{J}}}$$

sich ergibt.

Mit diesem Werte erhält man für die Pfeilhöhe den Ausdruck:

\*) Vergl. Winkler's „Lehre von der Elasticität und Festigkeit“ Seite 173 u. f.

\*\*) Ebendasselbst.

$$f = f_1 = \frac{m \left( \frac{l}{2} \sqrt{\frac{D}{EJ}} - \sqrt{\frac{i}{J}} \right)}{\operatorname{tg} \left( \frac{l}{2} \sqrt{\frac{D}{EJ}} \right) - \sqrt{\frac{i}{J}}}$$

oder

$$\frac{f}{m} = \frac{\frac{l}{2} \sqrt{\frac{D}{EJ}} - \sqrt{\frac{i}{J}}}{\operatorname{tg} \left( \frac{l}{2} \sqrt{\frac{D}{EJ}} \right) - \sqrt{\frac{i}{J}}}$$

Hiernach berechnet sich für die Diagonalen des vierten Faches die folgende Tabelle:

Für $A =$	12·297	16·039	19·755	25·338	29·063	32·779 Tonnen
$D_2 =$	9·490	12·188	14·864	18·883	21·565	24·240 „
$\frac{f}{m} =$	0·85	0·81	0·77	0·71	0·67	0·63 „
$m =$	0·49	0·66	0·85	1·20	1·47	1·75 cm
$f =$	0·42	0·53	0·65	0·85	0·98	1·10 cm

Wenn die berechneten Werte  $f$  und die zugehörigen Belastungen  $A$  graphisch derart aufgetragen werden, dass die  $A$  als Ordinaten, die  $f$  als Abscissen eines rechtwinkligen Koordinatensystems erscheinen, so findet man, dass die so bestimmten Punkte sehr nahe in einer Geraden liegen, deren Gleichung lautet:

$$f = 0,0335 A,$$

wobei  $A$  in Tonnen,  $f$  in cm eingeführt ist.\*)

Die Größe  $Q$  wird zweckmäßig aus der Gleichung:

$$f = \frac{Q}{2D} \left( \frac{l}{2} - \sqrt{\frac{Ei}{D}} \right) \text{ berechnet.}$$

Man erhält:

$$Q = \frac{2Df}{\frac{l}{2} - \sqrt{\frac{Ei}{D}}}$$

\*) Bei den Versuchen 2, 4, 5 und 6 wurden die seitlichen Ausbiegungen der mit einander verbundenen Diagonalen im ersten Fache bei verschiedenen Belastungsstufen gemessen.

In der nachstehenden Zusammenstellung sind diese Beobachtungswerte enthalten und wurde zum Schlusse die theoret. berechnete Ausbiegung hinzugefügt.

Man sieht, dass bei den gleichen Belastungen jedoch in verschiedenen Trägern die Größe der seil. Ausbiegungen verschieden sind, dass jedoch für ein und denselben Träger diese Ausbiegungen nahezu proportional mit den Belastungen wachsen, was auch mit der Theorie übereinstimmt.

Die Verschiedenheit in den Größen der seil. Ausbiegung der Diagonalen in verschiedenen Trägern bei gleicher Belastung kann durch Differenzen in den Ablängen der Wandglieder, wodurch dieselbe sogen. Montirungsspannungen erhielten, erklärt werden.

#### Zusammenstellung

der Größen der seitlichen Ausbiegung der Diagonalen in Millimetern:

Bezeichnung der Träger	Druck $A$ in Tonnen									
	12·3	14·15	16·04	17·90	19·8	21·6	23·5	25·34	27·2	29·06
Versuch 2. M. Fl. E. Kladno.....	—	2·9	3·9	4·5	5·2	5·7	6·1	6·4	6·6	6·8
Versuch 4. M. Fl. E. Witkowitz...	—	4·0	4·8	—	6·8	7·4	8·1	9·0	—	10·4
Versuch 5. M. Fl. E. Donawitz ...	4·2	4·8	5·5	6·0	7·2	—	7·4	8·3	7·7 (?)	—
Versuch 6. M. Fl. E. Teschen ....	2·0	2·9	3·9	4·3	5·0	5·6	5·8	—	—	—
Nach Berechnung:...	4·2	4·7	5·3	6·0	6·5	7·2	7·9	8·5	9·1	9·8

Die graphische Darstellung auf Taf. XXII zeigt den Verlauf dieser beobachteten und berechneten Ausbiegungen bei den verschiedenen Belastungen  $A$  etc.

Mit Beachtung der Symmetrie des Trägers und der Belastung sind obige Summen auf den halben Träger zu erstrecken und ist statt  $V_4$  nur dessen halber Wert einzuführen. In der nachstehenden Tabelle sind die zur Summenbildung erforderlichen Werte zusammengestellt.



Des Stabes				$\left(\frac{dS}{dX_1}\right)$	$\left(\frac{dS}{dX_2}\right)$	$\left(\frac{dS}{dX_3}\right)$	$\left(\frac{dS}{dX_4}\right)$
Bezeichnung	Länge $\lambda$	Querschnitt $F$	Spannung				
$X_1$	$d$	$f$	$X_1$	1	0	0	0
$X_2$	"	"	$X_2$	0	1	0	0
$X_3$	"	"	$X_3$	0	0	1	0
$X_4$	"	"	$X_4$	0	0	0	1
$V_0$	$h$	$2\Omega$	$\frac{K}{2} - X_1 \cos \alpha$	$-\cos \alpha$	0	0	0
$V_1$	"	$\Omega$	$2K - (X_1 + X_2) \cos \alpha$	$-\cos \alpha$	$-\cos \alpha$	0	0
$V_2$	"	"	$4K - (X_2 + X_3) \cos \alpha$	0	$-\cos \alpha$	$-\cos \alpha$	0
$V_3$	"	"	$6K - (X_3 + X_4) \cos \alpha$	0	0	$-\cos \alpha$	$-\cos \alpha$
$V_4$	"	"	$-\frac{1}{2}(K + 2X_4 \cos \alpha)$	0	0	0	$-\cos \alpha$
$O_1$	$a$	$F_1$	$\frac{a}{h}(K - X_1 \cos \alpha)$	$-\frac{a}{h} \cos \alpha$	0	0	0
$O_2$	"	$F_2$	$\frac{a}{h}(4K - X_2 \cos \alpha)$	0	$-\frac{a}{h} \cos \alpha$	0	0
$O_3$	"	$F_3$	$\frac{a}{h}(9K - X_3 \cos \alpha)$	0	0	$-\frac{a}{h} \cos \alpha$	0
$O_4$	"	$F_4$	$\frac{a}{h}(16K - X_4 \cos \alpha)$	0	0	0	$-\frac{a}{h} \cos \alpha$
$U_1$	"	$\mathfrak{F}_1$	$-\frac{a}{h}(X_1 \cos \alpha)$	$-\frac{a}{h} \cos \alpha$	0	0	0
$U_2$	"	$\mathfrak{F}_2$	$-\frac{a}{h}(K + X_2 \cos \alpha)$	0	$-\frac{a}{h} \cos \alpha$	0	0
$U_3$	"	$\mathfrak{F}_3$	$-\frac{a}{h}(4K + X_3 \cos \alpha)$	0	0	$-\frac{a}{h} \cos \alpha$	0
$U_4$	"	$\mathfrak{F}_4$	$-\frac{a}{h}(9K + X_4 \cos \alpha)$	0	0	0	$-\frac{a}{h} \cos \alpha$

Nach Einführung dieser Werte in obige Summengleichungen und Ersetzung des Wertes  $\cos \alpha$  durch  $\frac{h}{d}$  erhält man die folgenden vier Gleichungen:

$$\begin{aligned}
 X_1 \left\{ \frac{a^3}{d^2} \left( \frac{1}{F_1} + \frac{1}{\mathfrak{F}_1} \right) + d \left( \frac{1}{f} + \frac{1}{\varphi} \right) + \frac{3}{2} \frac{h^3}{d^2 \Omega} \right\} + \frac{h^3}{d^2 \Omega} X_2 &= \\
 = K \left\{ \frac{a^3}{h d} \cdot \frac{1}{F_1} + \frac{d^2}{\varphi h} + \frac{9}{4} \frac{h^2}{d \Omega} \right\} \\
 X_2 \left\{ \frac{a^3}{d^2} \left( \frac{1}{F_2} + \frac{1}{\mathfrak{F}_2} \right) + d \left( \frac{1}{f} + \frac{1}{\varphi} \right) + 2 \frac{h^3}{d^2 \Omega} \right\} + \frac{h^3}{d^2 \Omega} (X_1 + X_3) &= \\
 = K \left\{ \frac{a^3}{h d} \left( \frac{4}{F_2} - \frac{1}{\mathfrak{F}_2} \right) + 3 \frac{d^2}{\varphi h} + 6 \frac{h^2}{d \Omega} \right\} \\
 X_3 \left\{ \frac{a^3}{d^2} \left( \frac{1}{F_3} + \frac{1}{\mathfrak{F}_3} \right) + d \left( \frac{1}{f} + \frac{1}{\varphi} \right) + 2 \frac{h^3}{d^2 \Omega} \right\} + \frac{h^3}{d^2 \Omega} (X_2 + X_4) &= \\
 = K \left\{ \frac{a^3}{h d} \left( \frac{9}{F_3} - \frac{4}{\mathfrak{F}_3} \right) + 5 \frac{d^2}{\varphi h} + 10 \frac{h^2}{d \Omega} \right\} \\
 X_4 \left\{ \frac{a^3}{d^2} \left( \frac{1}{F_4} + \frac{1}{\mathfrak{F}_4} \right) + d \left( \frac{1}{f} + \frac{1}{\varphi} \right) + 2 \frac{h^3}{d^2 \Omega} \right\} + \frac{h^3}{d^2 \Omega} X_3 &= \\
 = K \left\{ \frac{a^3}{h d} \left( \frac{16}{F_4} - \frac{9}{\mathfrak{F}_4} \right) + 7 \frac{d^2}{\varphi h} + \frac{11}{2} \frac{h^2}{d \Omega} \right\}
 \end{aligned}$$

Bei den Versuchsträgern ist:

$$\begin{aligned}
 a &= 1.25 \text{ m} \\
 h &= 1.2 \text{ " } \\
 d &= 1.73 \text{ " }
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_1 &= 21.12 \text{ cm}^2 & \mathfrak{F}_1 &= 21.12 \text{ cm}^2 & f &= 8.8 \text{ cm}^2 \\
 F_2 &= 30.56 \text{ " } & \mathfrak{F}_2 &= 41.12 \text{ " } & \Omega &= 17.92 \text{ " } \\
 F_3 &= 41.12 \text{ " } & \mathfrak{F}_3 &= 53.92 \text{ " } & \varphi &= 17.92 \text{ " } \\
 F_4 &= 41.12 \text{ " } & \mathfrak{F}_4 &= 53.92 \text{ " } & &
 \end{aligned}$$

Hiermit werden die vorstehenden Gleichungen:

$$\begin{aligned}
 4029.52 X_1 + 321.408 X_2 &= 2885.30 K \\
 3945.08 X_2 + 321.408 (X_1 + X_3) &= 7974.98 K \\
 3852.49 X_3 + 321.408 (X_2 + X_4) &= 12983.32 K \\
 3852.49 X_4 + 321.408 X_3 &= 14415.84 K
 \end{aligned}$$

Die Auflösung ergibt, wenn dann nach  $K = 0.102 t$  gesetzt wird:

$$\begin{aligned}
 X_1 &= 0.578 K = 0.059 \text{ Tonnen} \\
 X_2 &= 1.734 K = 0.177 \text{ " } \\
 X_3 &= 2.930 K = 0.299 \text{ " } \\
 X_4 &= 3.500 K = 0.357 \text{ " }
 \end{aligned}$$

Mit diesen Werten folgen dann weiters:

$$\begin{aligned}
 D_1 &= -0.088 \text{ Tonnen} & V_0 &= +0.010 \text{ Tonnen} \\
 D_2 &= -0.264 \text{ " } & V_1 &= +0.040 \text{ " } \\
 D_3 &= -0.485 \text{ " } & V_2 &= +0.078 \text{ " } \\
 D_4 &= -0.671 \text{ " } & V_3 &= +0.157 \text{ " } \\
 & & V_4 &= -0.597 \text{ " }
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll}
O_1 = +0.0.3 \text{ Tonnen} & U_1 = -0.043 \text{ Tonnen} \\
O_2 = +0.296 & U_2 = -0.234 \\
O_3 = +0.738 & U_3 = -0.641 \\
O_4 = +1.439 & U_4 = -1.213
\end{array}$$

b) Einfluss einer an den Trägern wirkenden Einzelast.

Wir nehmen die Größe dieser Einzelast zunächst = einer Tonne, schalten wie im vorigen Falle die Diagonalen  $X$  aus und ersetzen dieselben durch die Spannungen  $X_1, X_2, X_3$  und  $X_4$ .

Als dann erhält man für die Spannungen der einzelnen Organe des Trägers die folgenden Ausdrücke:

$$\begin{array}{ll}
O_1 = \frac{a}{h} (1 - X_1 \cos \alpha) & U_1 = -\frac{a}{h} X_1 \cos \alpha \\
O_2 = \frac{a}{h} (2 - X_2 \cos \alpha) & U_2 = -\frac{a}{h} (1 + X_2 \cos \alpha) \\
O_3 = \frac{a}{h} (3 - X_3 \cos \alpha) & U_3 = -\frac{a}{h} (2 + X_3 \cos \alpha) \\
O_4 = \frac{a}{h} (4 - X_4 \cos \alpha) & U_4 = -\frac{a}{h} (3 + X_4 \cos \alpha) \\
D_1 = X_1 - \frac{1}{\cos \alpha} & V_0 = -X_1 \cos \alpha \\
D_2 = X_2 - \frac{1}{\cos \alpha} & V_1 = 1 - (X_1 + X_2) \cos \alpha \\
D_3 = X_3 - \frac{1}{\cos \alpha} & V_2 = 1 - (X_2 + X_3) \cos \alpha \\
D_4 = X_4 - \frac{1}{\cos \alpha} & V_3 = 1 - (X_3 + X_4) \cos \alpha \\
& V_4 = -X_4 \cos \alpha
\end{array}$$

und in ähnlicher Weise wie im vorigen Belastungsfalle die Bestimmungsgleichungen:

$$\begin{aligned}
X_1 \left\{ \frac{a^3}{d^2} \left( \frac{1}{F_1} + \frac{1}{\delta_1} \right) + d \left( \frac{1}{f} + \frac{1}{\varphi} \right) + \frac{2}{3} \frac{h^2}{d^2 \Omega} \right\} + \frac{h^3}{d^2 \Omega} X_2 &= \\
= \frac{a^3}{h d} \cdot \frac{1}{F_1} + \frac{d^2}{\varphi \cdot h} + \frac{h^2}{d \Omega} \\
X_2 \left\{ \frac{a^3}{d^2} \left( \frac{1}{F_2} + \frac{1}{\delta_2} \right) + d \left( \frac{1}{f} + \frac{1}{\varphi} \right) + 2 \frac{h^2}{d^2 \Omega} \right\} + \frac{h^3}{d^2 \Omega} (X_1 + X_3) &= \\
= \frac{a^3}{h d} \left( \frac{2}{F_2} - \frac{1}{\delta_2} \right) + \frac{d^2}{\varphi \cdot h} + 2 \frac{h^2}{d \Omega} \\
X_3 \left\{ \frac{a^3}{d^2} \left( \frac{1}{F_3} + \frac{1}{\delta_3} \right) + d \left( \frac{1}{f} + \frac{1}{\varphi} \right) + 2 \frac{h^2}{d^2 \Omega} \right\} + \frac{h^3}{d^2 \Omega} (X_2 + X_4) &= \\
= \frac{a^3}{h d} \left( \frac{3}{F_3} - \frac{2}{\delta_3} \right) + \frac{d^2}{\varphi \cdot h} + 2 \frac{h^2}{d \Omega} \\
X_4 \left\{ \frac{a^3}{d^2} \left( \frac{1}{F_4} + \frac{1}{\delta_4} \right) + d \left( \frac{1}{f} + \frac{1}{\varphi} \right) + 2 \frac{h^2}{d^2 \Omega} \right\} + \frac{h^3}{d^2 \Omega} X_3 &= \\
= \frac{a^3}{h d} \left( \frac{4}{F_4} - \frac{3}{\delta_4} \right) + \frac{d^2}{\varphi \cdot h} + \frac{h^2}{d \Omega}
\end{aligned}$$

Nach Einsetzung der Zahlenwerte und entsprechender Reduction erhält man hieraus die Gleichungen:

$$\begin{aligned}
12.53 X_1 + X_2 &= 7.16 \\
12.27 X_2 + X_1 + X_3 &= 8.43 \\
11.98 X_3 + X_2 + X_4 &= 8.28 \\
11.98 X_4 + X_3 &= 7.00
\end{aligned}$$

Die Auflösung ergibt:

$$\begin{aligned}
X_1 &= 0.524 \text{ Tonnen} \\
X_2 &= 0.594 \\
X_3 &= 0.620 \\
X_4 &= 0.532
\end{aligned}$$

Hiermit berechnet sich weiter:

$$\begin{array}{ll}
O_1 = 0.663 \text{ Tonnen} & U_1 = -0.378 \text{ Tonnen} \\
O_2 = 1.653 & U_2 = -1.470 \\
O_3 = 2.675 & U_3 = -2.530 \\
O_4 = 3.780 & U_4 = -3.507 \\
D_1 = -0.917 \text{ Tonnen} & V_0 = -0.363 \text{ Tonnen} \\
D_2 = -0.847 & V_1 = +0.224 \\
D_3 = -0.820 & V_2 = +0.161 \\
D_4 = -0.909 & V_3 = +0.202 \\
& V_4 = -0.738
\end{array}$$

Wirkt nun an den Trägern die Kraft  $A$ , bzw.  $(A + G)$ , so findet man die Spannung der einzelnen Fachwerkstäbe durch Multiplication der eben erhaltenen Spannungszahlen für je eine Tonne Belastung mit  $A$ , bzw.  $(A + G)$ .

Hiernach würde z. B. die Spannung  $O_4$  vom Eigengewichte und der Versuchsbelastung sich berechnen mit:

$$O_4 = 1,439 + 3,78 (A + G)$$

und mit  $G = 0,17 t$ :

$$O_4 = 2,08 + 3,78 A \text{ Tonnen.}$$

Die Näherungsmethode ergab hiefür:

$$O_4 = 1,945 + 3,645 A = -U_4$$

daher ist die Differenz nach beiden Methoden:

$$\delta O_4 = 0,135 + 0,135 A.$$

Die Spannung des Untergurtes  $U_4$  ist:

$$\begin{aligned}
U_4 &= -[1,213 + 3,507 (A + G)] \\
&= -(1,809 + 3,507 A) \text{ Tonnen.}
\end{aligned}$$

Das arithmetische Mittel aus den absoluten Spannungswerten des Ober- und Untergurtes

$$\frac{O_4 + U_4}{2} = \frac{3,889 + 7,287 A}{2} = 1,945 + 3,643 A$$

entspricht sonach dem Näherungswert der Gurtspannungen im selben Fache.

Hinsichtlich der Spannungen der Diagonalen erhalten wir:

$$\begin{aligned}
X_4 &= 0,357 + 0,532 (A + G) \\
&= 0,447 + 0,532 A \text{ ton. und} \\
D_4 &= -[0,671 + 0,909 (A + G)] \\
&= -(0,825 + 0,909 A) \text{ ton.}
\end{aligned}$$

Wie man sieht, ist der Unterschied in der Größe der Spannungen der Diagonalen in ein und demselben Fache ein ziemlich bedeutender.

Sobald jedoch in Folge größerer Belastungen die Diagonalen seitlich ausbiegen, ermäßigen sich diese Unterschiede, und zwar umsomehr, je mehr die seitlichen Ausbiegungen zunehmen. Es ist daher anzunehmen, dass bei den höheren Belastungen die Spannungen der Diagonalen in Wirklichkeit jenen Werten nahe kommen, welche die Methode der Näherungsrechnung ergab.

Es ist wieder das arithmetische Mittel aus den genau berechneten Spannungen der Diagonalen eines Faches

$$\frac{X_4 + D_4}{2} = 0,636 + 0,72 A,$$

gleich dem nach der Näherungs-Methode ermittelten Werte.



$M_x$  wächst proportional mit  $x$ , daher erreicht  $\sigma_x = \frac{M_x}{W_x}$  am Ende einer jeden Strecke constanten Querschnitts und in der Trägermitte jeweilig einen größten Wert. Im vorliegenden Falle kommen demnach die Querschnitte:

$x_1 = 2,29 \text{ m}$ ;  $x_2 = 4,375 \text{ m}$  und  $x_3 = 5,00 \text{ m}$  in Betracht.

Mit Bezug auf Fig. 12, 13 und 14 berechnet sich:

$$J_1 = 91513,3 \text{ cm}^4; W_1 = \frac{91513,3}{40} = 2287,8 \text{ cm}^3$$

$$J_2 = 127064,1 \text{ cm}^4; W_2 = \frac{127064,1}{40,8} = 3114,3 \text{ cm}^3$$

$$J_3 = 156408,5 \text{ cm}^4; W_3 = \frac{156408,5}{41,6} = 3759,8 \text{ cm}^3$$

Mit  $g = 0,184$  Tonnen

$G = 0,17$  Tonnen erhält man

$$M_{x_1} = 0,862 + 2,29 A \text{ t. m.} \quad \sigma_{x_1} = 0,03768 + 0,10 A \text{ t/cm}^2$$

$$M_{x_2} = 2,466 + 4,375 A \text{ " " " } \quad \sigma_{x_2} = 0,0825 + 0,133 A \text{ "}$$

$$M_{x_3} = 3,10 + 5,0 A \text{ " " " } \quad \sigma_{x_3} = 0,0792 + 0,14 A \text{ "}$$

Bildet man die Differenzen:

$(\sigma_{x_2} - \sigma_{x_1})$  und  $(\sigma_{x_3} - \sigma_{x_2})$ , so ergibt sich:

$$(\sigma_{x_2} - \sigma_{x_1}) = 0,04152 + 0,04 A \text{ t/cm}^2$$

$$(\sigma_{x_3} - \sigma_{x_2}) = -0,0033 + 0,07 A \text{ "}$$

Man sieht, dass die erste Differenz für jeden positiven Wert von  $A$ , die zweite für jeden positiven Wert von  $A$ , der grösser als  $0,4 \text{ t}$  ist, positiv wird.

Es ist daher  $\sigma_{x_2}$  das Maximum der Spannungen, so dass der gefährliche Querschnitt bei  $x_2 = 4,375 \text{ m}$  liegt.

Hiernach ist das maßgebende Moment:

$$M_{x_2} = 246,64 + 437,5 A \text{ t/cm} = 3114,3 \sigma$$

Daraus berechnet sich der Probedruck  $A$  zur Erzielung einer größten Spannung  $\sigma$  mit:

$$A = 7,118 \sigma - 0,5637 \text{ Tonnen}$$

oder bei ausgeübtem Probedrucke  $A$  die dadurch erzielte größte Spannung:

$$\sigma = 0,14 A + 0,079 \text{ t/cm}^2$$

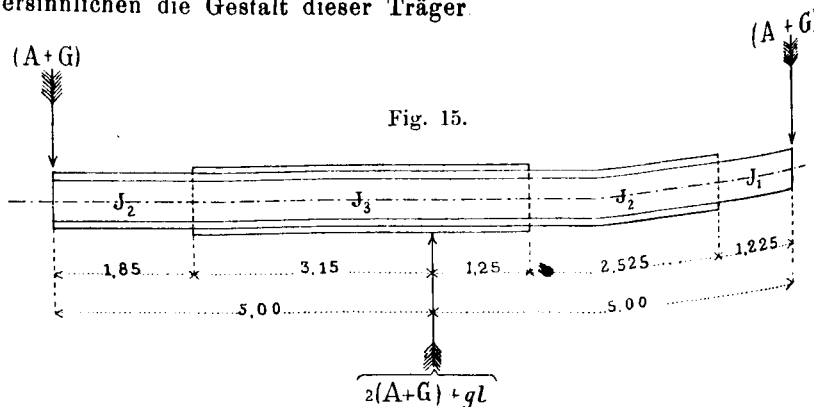
Für die bei den Belastungsstufen dieses Versuches aufgetragenen Gewichte  $P$  und  $Q$  berechnen sich die folgenden Drucke  $A$  und die zugehörigen Spannungen  $\sigma$  im gefährlichen Querschnitt:

Gewicht $P$ samt Wag- schale $E$ $kg$	Druck $A$ Tonnen	Spannung $\sigma$ $t/cm^2$
255	2.113	0.376
226	3.526	0.573
197	4.939	0.772
168	6.352	0.971
138	7.814	1.177
109	9.227	1.375
80	10.640	1.574
51	12.053	1.772
22	13.466	1.971

Gewicht $Q$ auf Wag- schale $C$ $kg$	Druck $A$ Tonnen	Spannung $\sigma$ $t/cm^2$
38	14.917	2.175
181	16.337	2.374
324	17.758	2.574
468	19.188	2.775
611	20.609	2.975
754	22.030	3.174

#### b) Berechnung der alten Schweißseisen-Träger.

Der Längenschnitt Fig. 15 und der Querschnitt Fig. 16 versinnlichen die Gestalt dieser Träger.



Das gleichmäßig vertheilt angenommene Eigengewicht beträgt circa  $0,12 \text{ t}$  per laufenden Meter. Hiernach wird das auf die Trägermitte bezogene Moment:

$$M = 500 A + 235 \text{ t/cm}$$

Das Trägheits- und Widerstands-Moment des mittelsten Träger-Querschnittes ist:

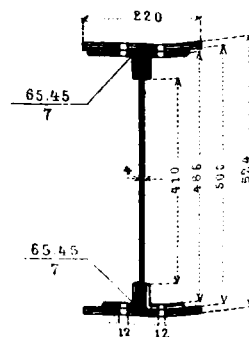


Fig. 16.

$$J = 49369,6 \text{ cm}^4; W = \frac{49369,6}{26,2} = 1884,3 \text{ cm}^3$$

und demnach die Spannung der äussersten Schichten dieses Querschnittes, welcher zugleich der „gefährliche“ ist,

$$\sigma = \frac{M}{W} = 0,264 A + 0,124 \text{ t/cm}^2$$

Zur Erzielung einer maximalen Spannung  $\sigma$  ist daher ein Probedruck:

$$A = 3,79 \sigma - 0,47 \text{ Tonnen}$$

erforderlich.

Bei den mit diesen Trägern vorgenommenen Versuchen wurden durch die aufgelegten Gewichte  $P$  die nachfolgenden Belastungsstufen und dadurch die nachstehenden Spannungen  $\sigma$  im gefährlichen Querschnitt erzielt:

Gewicht $P$ samt Wag- schale $E$ $kg$	Druck $A$ Tonnen	Spannung $\sigma$ $t/cm^2$	Gewicht $P$ samt Wag- schale $E$ $kg$	Druck $A$ Tonnen	Spannung $\sigma$ $t/cm^2$
280	0.894	0.360	178	6.109	1.737
265	1.625	0.553	158	6.840	1.930
249	2.404	0.759	142	7.619	2.135
234	3.136	0.952	127	8.350	2.328
219	3.867	1.145	112	9.081	2.521
204	4.598	1.338	96	9.861	2.727
188	5.378	1.544	81	10.592	2.920

#### IV. Die Formveränderung der Versuchs-Träger.

Die Größe der Durchbiegung der Trägermitte in Folge der Belastungen ist das Resultat der Längenänderungen und der Verschiebungen der einzelnen Theile des zusammengesetzten Trägers.

Da diese Längenänderungen und Verschiebungen von Spannungen bedingt sind, welche in den Organen und

zwischen diesen und ihren Verbindungen herrschen, so ist die GröÙe der Biegung auch als Maß der Summenwirkung der inneren Kräfte anzusehen.

Die Längenänderungen und Verschiebungen treten als „bleibende“ und als „elastische“ Formänderungen des Trägers in Erscheinung.

Die Summe dieser beiden ergeben die totale, die Differenz zwischen der letzteren und der bleibenden die elastische Formänderung.

Der theoretischen Ermittlung sind bloss die elastischen Durchbiegungen zugänglich, da die Gesetze der bleibenden Formänderungen noch nicht hinreichend bekannt sind.

#### a) Die bleibenden Formänderungen.

Die bleibende oder plastische Formänderung ist das Ergebnis einer mechanischen Arbeit, welche darin besteht, dass durch äussere Kraftwirkung die molekularen Widerstände im Inneren der Organe, beziehungsweise die Widerstände der Verbindungen insoweit überwunden werden, dass eine dauernde Aenderung der ursprünglichen Molekularlage, beziehungsweise eine gegenseitige Verschiebung der verbundenen Organe hervorgebracht wird.

Die GröÙe dieser Widerstände kann gemessen werden durch den Aufwand an mechanischer Arbeit, welcher zur Ueberwindung der Widerstände, das ist zur Erzeugung einer bestimmten plastischen Deformation nothwendig ist.

Jeder Träger aus irgend welchem Material besitzt hinsichtlich der plastischen Deformation ein der GröÙe nach beschränktes Gesamt-Leistungsvermögen, welches durch den bis zum Bruche des Trägers allmähig angewachsenen Aufwand an mechanischer Arbeit gemessen werden kann. Das Vermögen der plastischen Formänderung wird durch jede Anstrengung, welche eine bleibende Deformation zurücklässt, vermindert, so dass durch wiederholte derartige Angriffe dieses Vermögen nach und nach aufgezehrt und der Bruch herbeigeführt werden kann.

Zur Berechnung des Widerstandes der plastischen Deformation eines Trägers stellen wir das Diagramm der bleibenden Durchbiegungen dar und bestimmen mit Hilfe desselben die GröÙe der mechanischen Arbeit, welche zur Ueberwindung dieses Widerstandes erforderlich ist. Zu diesem Zwecke denken wir die jeweilig an den Trägerenden wirkenden Versuchsbelastungen  $A$  als Ordinaten und die dadurch erzeugten bleibenden Senkun-

gen  $\Delta$  der Trägerenden als Abscissen des rechtwinkligen Koordinatensystems Fig. 17 aufgetragen, so ist die mechanische Arbeit der plastischen Deformation des halben Trägers, welche die von Null bis zur GröÙe  $A_1$  angewachsene Belastung hervorgebracht:

$$L_p = \int_{\Delta=0}^{\Delta=\delta_1} A \cdot d\Delta = \text{Fläche } O r m n v$$

Nach Entlastung auf Null verbleibt die EinsenkungsgröÙe  $\delta_1$ ; für eine darauf folgende neue Belastung, welche ebenfalls von Null beginnt und bis zur GröÙe  $A_2 > A_1$  gesteigert wird, wonach die bleibende Einsenkung  $\delta_2$  zurückbleibt, ist die Arbeit der plastischen Deformation

$$L'_p = \int_{\Delta=\delta_1}^{\Delta=\delta_2} A \cdot d\Delta = \text{Fläche } o k n' v'$$

u. s. w.

Für stufenweise gesteigerte und bis zum erfolgten Bruche fortgesetzte Belastungen ergibt sich alsdann die geleistete Gesamt-Arbeit:

$L_p = L_p + L'_p + L''_p + \dots \Sigma L_p =$  der schraffirten Fläche des Diagrammes, welche den ganzen Widerstand der plastischen Deformation des betreffenden halben Trägers darstellt.

Würden für jeden Belastungsfall von Null bis zur Endbelastung auch für die Zwischenbelastungen die bleibenden Einsenkungen jeweilig beobachtet werden, so wäre der Verlauf der Diagramme eines jeden einzelnen Belastungsfalles bestimmt. Diese umständliche und zeitraubende Arbeit wird jedoch nur selten durchgeführt werden können; man muss sich alsdann damit begnügen, anstatt der genauen Fläche des Arbeits-Diagrammes die von der Curve  $n n'$  u. s. w. umhüllte Diagrammfläche zur Berechnung der gesuchten Arbeit zu benützen. Es ist nicht zu befürchten, dass hiedurch größere Fehler begangen werden, als dem Grade der Genauigkeit der Beobachtungen überhaupt angemessen ist. Auf Grund der bei den Versuchen des Brückenmaterial-Comités gepflogenen Durchbiegungs-Messungen an 20 Versuchsträgern lässt sich über die allgemeine Gestalt der umhüllenden Curve der plastischen Deformationen das Folgende sagen.

Bei mehreren Versuchen konnte schon bei Belastungen, welche in den gefährlichen Querschnitten der Träger eine Spannung von  $0,6 \text{ t/cm}^2$  hervorbrachten, bleibende Einsenkungen wahrgenommen und gemessen werden. Von hier an ist diese Curve fast geradlinig steil aufsteigend und nur allmähig von der Ordinatenachse sich entfernend. Sodann gestaltet sich dieselbe zur Ordinatenachse convex, um nach Ueberschreitung gewisser Belastungen in schärferer Krümmung weiter abzubiegen, von wo an sie dann wieder eine mehr gestreckte Gestalt mit sanfterem Ansteigen annimmt, so dass von dort an die bleibenden Durchbiegungen nunmehr unverhältnismäßig rascher zunehmen als die Belastungen. Jener Punkt dieser Curve, wo die Krümmung am schärfsten wird, ist von besonderer Bedeutung für den plastischen Widerstand des Trägers, denn von hier an

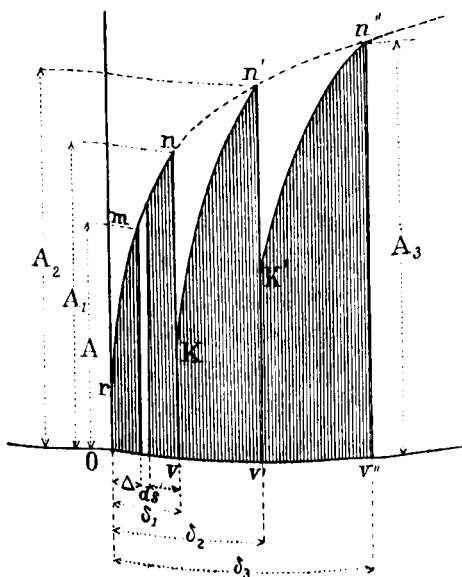


Fig. 17.

wachsen, wie gesagt, die bleibenden Formänderungen unverhältnismäßig stärker als die Belastungen, worauf bald ein Vorgang sich einstellt, der analog dem „Strecken“ des Materials ist und der auch als „Biegegrenze“ bezeichnet wird. Es ist möglich, dass diese Punkte schärfster Krümmung des Diagrammes der plastischen Deformation bei manchem Materiale identisch mit der „Streck-“, beziehungsweise „Biegegrenze“ sind; doch konnte diese Identität in den Diagrammen unserer Versuche nur in drei Fällen bestätigt werden.

Wir werden daher die Punkte schärfster Krümmung in den Diagrammen der bleibenden Formänderung unterdessen „kritische“ Punkte und die denselben entsprechenden Spannungen „kritische Spannungen“ nennen, weil in der That durch diese merkwürdigen Punkte der Diagramme eine entscheidende „kritische“ Wendung im Verhalten der Träger sich kennzeichnet.

Beim Vergleiche der Widerstandsäusserungen von Trägern gleicher Construction, jedoch verschieden im Material und Ausführung bei wenig verschiedenen Elasticitätscoefficienten werden die elastischen Biegungen nur wenig von einander abweichen; die bleibenden Biegungen jedoch sind charakteristisch für Material und Ausführung, weshalb denselben in dieser Hinsicht volle Beachtung zukommt.

#### b) Die elastische Formänderung.

Diese ist jene Formänderung, welche nach Entfernung der Belastung verschwindet und bei jeder Erneuerung der Belastung wieder zum Vorschein kommt. Sie wird als Differenz der totalen und der bleibenden Durchbiegung erhalten.

Die elastische Formänderung ist das Resultat der rein elastischen Längenänderungen und Verschiebungen der Trägertheile. Um dieselbe hervorzubringen, ist ein Aufwand an mechanischer Arbeit erforderlich, welcher gleich ist der Arbeit des elastischen Widerstandes des Trägers.

Gleich den elastischen Durchbiegungen, welche erhalten werden aus der Differenz der totalen und der bleibenden Durchbiegung, wird die Arbeit der elastischen Deformation aus der Differenz der totalen Arbeit der Deformation und der Arbeit der plastischen Deformation erhalten.

Ist  $L_t$  die Arbeit der totalen Deformation,  
 $L_e$  „ „ „ elastischen Deformation,  
 $L_p$  „ „ „ plastischen Deformation,

so ist:

$$L_t = L_e + L_p$$

und

$$L_e = L_t - L_p.$$

Ueberdies ist die Arbeit der elastischen Deformation des halben Versuchsträgers unter der am Trägerende wirkenden Last  $A$ :  $L_e = \frac{1}{2} A \cdot \delta$ , wenn  $\delta$  die hierbei entstehende elastische Senkung des Trägerendes bedeutet.

Die elastische Durchbiegung der Versuchsträger besteht aus zwei Theilen:

1. aus der elastischen Durchbiegung in Folge des Eigengewichts  $\delta_e$  und

2. aus der elastischen Durchbiegung  $\delta$ , welche die Probelast erzeugt.

Da die Versuchsträger im Ruhezustande an beiden Enden gestützt, sonst frei liegen, bei Beginn der Versuche jedoch in der Trägermitte angehoben werden, so ist die Wirkung des Eigengewichts auf die Durchbiegung der Trägermitte aus zwei Theilen zusammengesetzt, und es ist

$\delta_e = \delta'_e + \delta''_e$   
 wie ein Blick auf nebenstehende Skizze lehrt.

Die gesamte elastische Biegung unter der am Trägerende wirkenden Last  $A$  ist daher:

Fig. 18.

$$\delta_t = \delta_e + \kappa A,$$

wo  $\kappa$  eine Constante bedeutet.

Unter Voraussetzung constanter Elasticität des Trägermaterials muss diese Beziehung stets Geltung behalten.

Wenn die Probelast  $A$  um  $\Delta A$  gesteigert wird, so erhöht sich die Biegung um  $\Delta \delta$  und es ist

$$\Delta \delta = \kappa \cdot \Delta A, \text{ d. h.}$$

$$\kappa = \frac{\Delta \delta}{\Delta A}.$$

Werden die Versuchs-Ergebnisse in dieser Hinsicht auch für die hohen Belastungen, bei welchen die Spannungen  $\sigma$  die Elasticitätsgrenze weit überschreiten und bis an die Bruchspannung hinaufreichen, verfolgt, so ergibt sich das wissenschaftlich interessante und auch praktisch wichtige Resultat, dass die Gleichung

$$\Delta \delta = \kappa \cdot \Delta A$$

ihre Giltigkeit für alle Belastungsstufen bis nahe der Bruchgrenze bewahrt. Man kann daher den Satz aussprechen:

„Die Biegungs-Elasticität der Träger bleibt während aller Belastungsstufen bis nahe zur Bruchgrenze unverändert erhalten; die elastischen Formänderungen sind auch nach Ueberschreitung der Elasticitäts-, bzw. Proportionalitätsgrenze proportional der Belastung.“

Die plastische Deformation hat sonach keinen Einfluss auf das elastische Verhalten der Träger.

Diesem Gesetze folgten die elastischen Deformationen auch bei den hohen Belastungsstufen nicht minder genau als innerhalb der Elasticitäts-, bzw. Proportionalitätsgrenze.

Hiernach gäbe es für Stahl und Eisen eigentlich weder eine Elasticitäts- noch eine Proportionalitätsgrenze; diese beiden Grenzwerte fielen — wenigstens bei unseren Versuchsträgern — mit der Bruchgrenze nahezu zusammen.

Zum Nachweise des eben besprochenen gesetzmäßigen Verhaltens wollen wir für jedes Versuchsträgerpaar die erhobenen mittleren elastischen Durchbiegungen in's Auge fassen, um auf Grundlage eines Ausdruckes von der Form:

$$u = a + k \cdot A,$$

die Constanten  $a$  und  $k$  nach der Methode der kleinsten Quadrate zu berechnen.



Es ist hiernach:

$$a = \frac{\Sigma (A)^2 \cdot \Sigma (\delta) - \Sigma (A) \Sigma (A \delta)}{n \Sigma (A)^2 - [\Sigma (A)]^2} \text{ und}$$

$$k = \frac{n \Sigma (A \delta) - \Sigma (A) \cdot \Sigma (\delta)}{n \Sigma (A)^2 - [\Sigma (A)]^2}$$

In den folgenden Tabellen sind für 10 Trägerpaare die betreffenden, den Biegungs-Versuchen entnommenen Werte  $A$  und  $\delta$ , sowie die erforderlichen Rechnungsergebnisse enthalten.

Es bezeichnen insbesondere daselbst:  $\delta_1$  und  $\delta_2$  die dem ersten bzw. zweiten Träger entsprechenden elastischen Durchbiegungen, es sind dies also die Differenzen zwischen den totalen und den bleibenden Biegungen für jeden Träger des Versuchsobjectes bei der erzielten Maximalspannung  $\sigma$  oder bei der Belastung  $A$  des Trägersendes,  $\delta = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}$  entspricht dem arithmet. Mittel dieser Biegungen.

Wegen der unvermeidlichen Verschiedenheit in der Druckübertragung auf jeden Träger ist die Einführung dieser Mittelwerte für die Biegungen erforderlich.

$u$  bezeichnet den wahrscheinlichsten Wert der Durchbiegung; die Differenz  $(u - \delta)$  zwischen diesem Werte und der direct erhobenen Durchbiegung ist von besonderem Interesse für die Beurtheilung der Uebereinstimmung des Gesetzes:  $u = a + kA$  mit den Versuchswerten.

#### Versuch I. Fachwerkträger aus Thomas-Flusseisen von Kladno-Teplitz.

$\sigma_4$ t/cm <sup>2</sup>	$\delta_1$ cm	$\delta_2$ cm	$\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} = \delta$ cm	$A$	$A \cdot \delta$	$A^2$	$u$ cm	$(u - \delta)$ cm
0.4	0.40	0.44	0.42	3.04	1.277	9.242	0.461	+0.041
0.6	0.65	0.66	0.66	4.89	3.227	23.912	0.650	-0.010
0.8	0.85	0.90	0.88	6.74	5.931	45.428	0.838	-0.042
1.0	1.06	1.10	1.08	8.59	9.277	73.788	1.027	-0.053
1.2	1.22	1.28	1.25	10.45	13.063	109.203	1.217	-0.033
1.4	1.38	1.46	1.42	12.30	17.466	151.290	1.406	-0.014
1.6	1.59	1.66	1.63	14.15	23.065	200.223	1.594	-0.036
1.8	1.84	1.92	1.88	16.04	29.155	257.282	1.787	-0.093
2.0	1.89	2.00	1.95	17.90	34.905	320.410	1.977	+0.027
2.2	2.07	2.19	2.13	19.76	42.089	390.458	2.167	+0.037
2.4	2.24	2.38	2.31	21.62	49.942	467.424	2.356	+0.046
2.6	2.46	2.53	2.50	23.48	58.700	551.310	2.546	+0.046
$\Sigma =$			18.11	158.96	283.097	2599.970		

$$a = 0.151; k = 0.102$$

$$u = 0.151 + 0.102 A.$$

#### Versuch II. Fachwerkträger aus Martin-Flusseisen von Kladno-Teplitz.

$\sigma_4$ t/cm <sup>2</sup>	$\delta_1$ cm	$\delta_2$ cm	$\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} = \delta$ cm	$A$ Tonnen	$A \cdot \delta$	$A^2$	$u$ cm	$(u - \delta)$ cm
1.2	1.15	1.20	1.175	10.45	12.279	109.230	1.191	+0.016
1.6	1.55	1.58	1.565	14.15	22.145	200.223	1.546	-0.019
1.8	1.67	1.82	1.745	16.04	27.990	257.282	1.728	-0.017
2.2	2.01	2.14	2.075	19.76	41.002	390.459	2.085	+0.010
2.4	2.22	2.33	2.275	21.62	49.186	467.424	2.264	-0.011
2.6	2.39	2.54	2.465	23.48	57.878	551.310	2.442	-0.023
2.8	2.57	2.74	2.655	25.34	67.278	642.115	2.621	-0.034
3.0	2.79	3.02	2.905	27.21	79.045	740.384	2.800	-0.105
3.2	2.83	2.95	2.890	29.06	83.983	844.484	2.978	+0.088
$\Sigma =$			19.750	187.11	440.786	4202.911		

$$a = 0.188,$$

$$k = 0.096, \text{ mithin } u = 0.188 + 0.096 A.$$

#### Versuch III. Fachwerkträger aus steier. Schweisseisen von Donawitz.

$\sigma_4$ t/cm <sup>2</sup>	$\delta_1$ cm	$\delta_2$ cm	$\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} = \delta$ cm	$A$ Tonnen	$A \cdot \delta$	$A^2$	$u$ cm	$(u - \delta)$ cm
0.4	0.45	0.51	0.480	3.04	1.459	9.242	0.502	+0.022
0.6	0.68	0.75	0.720	4.89	3.521	23.912	0.695	-0.025
0.8	0.88	0.97	0.920	6.74	6.201	45.428	0.887	-0.033
1.0	1.08	1.19	1.140	8.59	9.793	73.788	1.079	-0.061
1.2	1.20	1.32	1.260	10.45	13.167	109.203	1.273	+0.013
1.4	1.36	1.55	1.455	12.30	17.897	151.290	1.465	+0.010
1.6	1.54	1.69	1.615	14.20	22.933	201.640	1.663	+0.048
1.8	1.64	1.89	1.765	16.04	28.311	257.282	1.854	+0.089
2.0	2.00	2.20	2.100	17.90	37.590	320.410	2.048	-0.052
2.2	2.25	2.30	2.275	19.76	44.954	390.459	2.241	-0.034
2.4	2.40	2.54	2.470	21.62	53.401	467.424	2.434	-0.036
2.6	2.43	2.87	2.650	23.48	62.222	551.310	2.628	-0.022
$\Sigma =$			18.850	159.01	301.449	2601.388		

$$a = 0.186; k = 0.104$$

$$u = 0.186 + 0.104 A.$$

#### Versuch IV. Fachwerkträger aus Martin-Flusseisen von Witkowitz.

$\sigma_4$ t/cm <sup>2</sup>	$\delta_1$ cm	$\delta_2$ cm	$\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} = \delta$ cm	$A$ Tonnen	$A \cdot \delta$	$A^2$	$u$ cm	$(u - \delta)$ cm
0.4	0.48	0.48	0.48	3.04	1.459	9.242	0.440	-0.040
0.6	0.67	0.66	0.66	4.89	3.227	23.912	0.634	-0.026
1.0	1.04	1.05	1.05	8.59	9.020	73.788	1.015	-0.035
1.2	1.22	1.20	1.210	10.45	12.645	109.203	1.206	-0.004
1.4	1.32	1.37	1.345	12.30	16.544	151.290	1.397	+0.052
1.6	1.60	1.60	1.600	14.20	22.720	201.640	1.593	-0.007
1.8	1.75	1.80	1.775	16.04	28.471	257.282	1.782	+0.007
2.0	1.91	1.99	1.950	17.90	34.905	320.410	1.974	+0.024
2.2	2.16	2.20	2.180	19.76	43.077	390.458	2.165	-0.015
2.4	2.36	2.38	2.370	21.62	51.239	467.424	2.357	-0.013
2.6	2.53	2.62	2.575	23.48	60.461	551.310	2.548	-0.027
2.8	2.77	2.80	2.785	25.34	70.572	642.116	2.740	-0.045
3.0	2.96	3.03	2.995	27.21	81.630	740.384	2.933	-0.062
$\Sigma =$			22.975	204.82	435.970	3938.459		

$$a = 0.130; k = 0.103; u = 0.130 + 0.103 A.$$

#### Versuch V. Fachwerkträger aus Martin-Flusseisen von Donawitz.

$\sigma_4$ t/cm <sup>2</sup>	$\delta_1$ cm	$\delta_2$ cm	$\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} = \delta$ cm	$A$ Tonnen	$A \cdot \delta$	$A^2$	$u$ cm	$(u - \delta)$ cm
1.0	1.02	1.08	1.05	8.59	9.020	73.788	1.056	+0.006
1.2	1.19	1.25	1.22	10.45	12.749	109.203	1.237	+0.017
1.4	1.39	1.44	1.415	12.30	17.405	151.290	1.430	+0.015
1.6	1.57	1.66	1.615	14.15	22.852	200.223	1.610	-0.005
1.8	1.74	1.83	1.785	16.04	28.631	257.282	1.793	+0.008
2.0	1.92	1.96	1.940	17.90	34.726	320.410	1.973	+0.033
2.2	2.11	2.20	2.155	19.76	42.583	390.458	2.154	-0.001
2.4	2.28	2.36	2.320	21.62	50.158	467.424	2.334	+0.014
2.6	2.51	2.53	2.520	23.48	59.170	551.310	2.515	-0.005
2.8	2.65	2.81	2.730	25.34	69.178	642.115	2.695	-0.035
3.0	2.69	2.90	2.795	27.21	76.052	740.384	2.876	+0.081
$\Sigma =$			21.545	196.84	422.524	3903.887		

$$a = 0.223; k = 0.097$$

$$u = 0.223 + 0.097 A.$$

# Versuch VI. Fachwerkträger aus Martin-Flusseisen von Teschen.

(Minder sorgfältige Ausführung.)

$\sigma_4$ t/cm <sup>2</sup>	$\delta_1$ cm	$\delta_2$ cm	$\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} = \delta$ cm	A tonn	A $\delta$	A <sup>2</sup>	u cm	(u- $\delta$ ) cm
0.8	0.82	0.83	0.825	6.74	5.561	45.428	0.854	+0.029
1.2	1.16	1.20	1.180	10.45	12.331	109.203	1.194	+0.014
1.6	1.57	1.60	1.585	14.20	22.507	201.640	1.540	-0.045
1.8	1.73	1.78	1.755	16.04	28.150	257.282	1.710	-0.045
2.4	2.37	2.29	2.330	21.62	50.375	467.424	2.223	-0.107
2.6	2.16	2.45	2.305	23.48	54.121	551.310	2.494	+0.189
$\Sigma =$			9.980	92.53	173.045	1632.287		

$$a = 0.234; k = 0.092$$

$$u = 0.234 + 0.092 A.$$

# Versuch VII. Fachwerkträger aus Martin-Flusseisen von Teschen.

(Sorgfältige Ausarbeitung.)

$\sigma_4$ t/cm <sup>2</sup>	$\delta_1$ cm	$\delta_2$ cm	$\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} = \delta$ cm	A tonn	A $\delta$	A <sup>2</sup>	u cm	(u- $\delta$ ) cm
0.6	0.62	0.63	0.625	4.89	3.056	23.912	0.618	-0.007
0.8	0.79	0.80	0.795	6.74	5.358	45.128	0.792	-0.003
1.2	1.09	1.14	1.115	10.45	11.652	109.203	1.140	+0.025
1.6	1.55	1.54	1.545	14.20	21.939	201.640	1.493	-0.052
1.8	1.69	1.67	1.650	16.04	26.947	257.282	1.666	-0.014
2.2	2.03	2.00	2.015	19.76	39.816	390.459	2.025	+0.010
2.4	2.10	2.13	2.115	21.62	45.726	467.424	2.190	+0.075
2.6	2.30	2.34	2.320	23.48	54.474	551.310	2.365	+0.045
2.8	2.61	2.58	2.595	25.34	65.757	642.115	2.540	-0.055
3.0	2.82	2.68	2.750	27.21	74.828	740.384	2.716	-0.034
$\Sigma =$			17.555	169.73	349.553	3429.157		

$$a = 0.158; k = 0.094$$

$$u = 0.158 + 0.094 A.$$

# Versuch VIII. Fachwerkträger aus böhmischem Schweisseisen von Kladno.

$\sigma_4$ t/cm <sup>2</sup>	$\delta_1$ cm	$\delta_2$ cm	$\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} = \delta$ cm	A Tonnen	A $\delta$	A <sup>2</sup>	u cm	(u- $\delta$ ) cm
0.6	0.66	0.72	0.690	4.89	3.374	23.910	0.675	-0.015
0.8	0.83	0.86	0.845	6.74	5.695	45.428	0.853	+0.013
1.2	1.20	1.26	1.230	10.45	12.749	109.203	1.226	+0.006
1.4	1.38	1.47	1.425	12.30	17.528	151.290	1.409	-0.016
1.6	1.59	1.66	1.625	14.20	23.075	201.640	1.596	-0.029
1.8	1.64	1.73	1.685	16.04	27.027	257.282	1.779	+0.094
2.2	2.20	2.23	2.215	19.76	43.768	390.459	2.147	-0.068
2.4	2.33	2.52	2.425	21.62	52.429	467.424	2.331	-0.094
2.6	2.31	2.53	2.420	23.48	57.056	551.310	2.516	+0.086
$\Sigma =$			14.560	129.48	242.701	2197.946		

$$a = 0.191; k = 0.099,$$

$$u = 0.191 + 0.099 A.$$

# Versuch IX. Vollwandträger aus Martin-Flusseisen von Donawitz.

$\sigma_4$ t/cm <sup>2</sup>	$\delta_1$ cm	$\delta_2$ cm	$\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} = \delta$ cm	A tonn	A $\delta$	A <sup>2</sup>	u cm	(u- $\delta$ ) cm
0.57	0.68	0.69	0.685	3.53	2.418	12.461	0.665	-0.020
0.77	0.81	0.87	0.840	4.94	4.150	24.404	0.847	+0.007
1.18	1.14	1.22	1.180	7.81	9.216	60.996	1.217	+0.037
1.38	1.36	1.41	1.385	9.23	12.784	85.193	1.401	+0.016
1.57	1.55	1.58	1.565	10.64	16.652	113.210	1.582	+0.017
1.77	1.77	1.82	1.795	12.05	21.630	145.203	1.764	-0.031
1.97	1.93	1.95	1.940	13.47	26.132	181.441	1.948	+0.008
2.18	2.10	2.22	2.160	14.92	32.227	222.606	2.135	-0.025
2.57	2.50	2.46	2.480	17.76	44.045	315.418	2.501	+0.021
2.78	2.65	2.71	2.680	19.19	51.429	368.256	2.686	+0.006
2.98	2.81	2.89	2.850	20.61	58.739	424.772	2.869	+0.019
$\Sigma =$			19.560	134.15	279.422	1953.960		

$$a = 0.210; k = 0.129,$$

$$u = 0.210 + 0.129 A.$$

# Versuch X. Alte Blechträger aus Schweisseisen.

$\sigma_4$ t/cm <sup>2</sup>	$\delta_1$ cm	$\delta_2$ cm	$\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} = \delta$ cm	A tonn	A $\delta$	A <sup>2</sup>	u cm	(u- $\delta$ ) cm
0.55	1.30	1.30	1.300	1.63	2.119	2.657	1.199	-0.101
0.76	1.49	1.51	1.500	2.40	3.600	5.760	1.523	+0.023
0.95	1.80	1.76	1.780	3.14	5.589	9.860	1.845	+0.065
1.15	2.08	2.03	2.055	3.87	7.953	14.977	2.142	+0.087
1.34	2.50	2.46	2.480	4.60	11.408	21.160	2.445	-0.035
1.74	3.11	3.11	3.110	6.11	19.002	37.332	3.085	-0.025
1.93	3.44	3.42	3.430	6.84	23.461	46.786	3.393	-0.037
2.14	3.72	3.69	3.705	7.62	28.232	58.064	3.721	+0.016
2.33	3.96	4.01	3.985	8.35	33.275	69.723	4.038	+0.053
2.52	4.38	4.41	4.395	9.08	39.907	82.446	4.336	-0.059
2.73	4.58	4.74	4.660	9.86	45.948	97.220	4.664	+0.004
$\Sigma =$			32.400	63.50	220.494	445.985		

$$a = 0.513; k = 0.421$$

$$u = 0.513 + 0.421 A.$$

# Zusammenstellung der Werte der Constanten a und k für die Fachwerkträger.

Bezeichnung des Materials und der Herkunft der Versuchs-Träger	a	k
Versuch I. Thomas-Flusseisen von Kladno-Teplitz . . . . .	0.151	0.102
" II. Martin-Flusseisen von Kladno-Teplitz . . . . .	0.188	0.096
" III. Schweisseisen von Donawitz . . . . .	0.186	0.104
" IV. Martin-Flusseisen von Witkowitz . . . . .	0.130	0.103
" V. " " " Donawitz . . . . .	0.223	0.097
" VI. " " " Teschen . . . . .		
minder sorgfältige Anarbeitung . . . . .	0.234	0.092
" VII. Martin-Flusseisen von Teschen . . . . .		
sorgfältige Anarbeitung . . . . .	0.158	0.094
" VIII. Schweisseisen von Kladno . . . . .	0.191	0.099
Durchschnittlich . . . . .	0.182	0.098

Die vorstehenden Tabellen erweisen die Richtigkeit des oben ausgesprochenen Satzes; sie lassen erkennen, dass die Abweichungen der einzelnen Beobachtungen von dem angenommenen Gesetze auch bei Spannungen  $\sigma$ , die hoch über der Proportionalitätsgrenze lagen, nicht größer sind, als innerhalb dieser Grenze. Die graphischen Darstellungen auf Taf. XXI u. XXII zeigen ebenfalls in augenfälliger Weise die Gesetzmäßigkeit des elastischen Verhaltens der Versuchsträger bis nahe an die Bruchgrenze.

## V. Berechnung der elastischen Durchbiegung der Versuchsträger.

### I. Die Fachwerksträger.

1. Berechnung der Senkung des Trägerendes unter Einwirkung einer daselbst angreifenden Einzelast = einer Tonne.

Bezeichnet:

$S$  die in Folge dieser Belastung entstehende Spannung irgend eines Stabes,  
 $\lambda$  dessen Länge,  
 $F$  dessen Querschnittsfläche und  
 $E$  den für alle Stäbe constanten Elasticitätscoefficienten,  
 so ist nach dem Satze von der virtuellen Arbeit:

$$1. \delta = \sum S \cdot \Delta \lambda, \text{ wo}$$

$\delta$  die Größe der vertikalen Senkung des Trägerendes und

$\Delta \lambda$  die Längenänderung eines Stabes bedeutet.

$$\text{Da } \Delta \lambda = S \frac{\lambda}{FE}, \text{ so ist auch}$$

$$\delta = \frac{1}{E} \sum \frac{S^2 \lambda}{F}$$

Diese Summe ist auf den halben Träger zu erstrecken.

Die Werte  $S$  für die vorliegende Belastung wurden vorhin bereits berechnet und können hier unmittelbar benutzt werden.

In der folgenden Tabelle sind die zur Summenbildung erforderlichen Rechnungswerte zusammengestellt.

Des Stabes				$S^2$	$\frac{S^2}{F}$	$\frac{S^2}{F} \lambda$
Bezeichnung	Länge $\lambda$ m	Querschnitt $F$ $q_m$	Spannung $S$ Tonnen			
$O_1$	1.25	0.002112	0 663	0.440	208.12	12964.19
$O_2$	"	0.003056	1.653	2.720	889.44	
$O_3$	"	0.004112	2.675	7.180	1744.74	
$O_4$	"	0.004112	3.780	14.290	3474.90	
$U_1$	"	0.002112	— 0.378	0.143	66.20	
$U_2$	"	0.004112	— 1.470	2.160	524.88	
$U_3$	"	0.005392	— 2.530	6.400	1184.00	
$U_4$	"	0.0 5392	— 3.507	12.320	2279.20	
$X_1$	1.73	0.00088	0 524	0.275		
$X_2$	"	"	0 594	0.353		
$X_3$	"	"	0.620	0.384		
$X_4$	"	"	0.332	0.283	1476.8	
$D_1$	"	0.001792	— 0.917	0.841		
$D_2$	"	"	— 0.847	0.717		
$D_3$	"	"	— 0.820	0.672		
$D_4$	"	"	— 0.909	0.826	1707.5	
$V_0$	1.2	0.003584	— 0.363	0.132	36.83	
$V_1$	"	0.001792	+ 0.224	0.050		
$V_2$	"	"	+ 0.161	0.026		
$V_3$	"	"	+ 0.202	0.041		
$V_4$	"	"	— 0.369	0.545	369.40	
$\sum \frac{S^2}{F} \lambda =$						18960.51

Mit  $E = 20,000.000 \text{ t/m}^2$  ergibt sich:

$$\delta = 0.948 \text{ mm}$$

Wirkt am Trägerende die Kraft  $(A + G)$ , so ist:

$$\delta = 0.948 (A + G) \text{ und da } G = 0.17 \text{ t, so ist auch}$$

$$\delta = 0.1 + 0.948 A.$$

## 2. Die Senkung des Trägerendes unter Einfluss des Eigengewichtes.

Bezeichnet:

$S_e$  Die Spannung eines Stabes im Allgemeinen in Folge des Eigengewichts,

$\lambda, F$  und  $E$  dieselben Größen wie im vorigen Falle,

$u$  die Spannung eines Stabes in Folge einer am Trägerende wirksam gedachten Einzellast von einer Tonne und  $\delta_e$  die Einsenkung des Trägerendes unter dem Eigengewichte, so ist nach dem Satze der virtuellen Arbeit:

$$1. \delta_e = \frac{1}{E} \sum \frac{S_e \cdot \lambda}{F} u$$

In der nachstehenden Tabelle sind die zur Summenbildung erforderlichen Werthe zusammengestellt.

Des Stabes					$\frac{S_e}{F}$	$\frac{S_e}{F} \cdot u$	$\lambda \sum \frac{S_e}{F} u$
Zeichen	$\lambda$ $m$	$F$ $qm$	$S_e$ Tonnen	$u$ Tonnen			
$O_1$	1.25	0.002112	0.063	0.663	29.80	19.67	3953.66
$O_2$	"	0.003056	0.296	1.653	98.10	161.70	
$O_3$	"	0.004112	0.738	2.675	179.82	485.46	
$O_4$	"	0.004112	1.439	3.780	349.92	1330.00	
$U_1$	"	0.002112	-0.043	-0.378	-20.34	7.71	
$U_2$	"	0.004112	-0.234	-1.470	-56.86	85.40	
$U_3$	"	0.005392	-0.641	-2.530	-118.40	296.00	
$U_4$	"	0.005392	-1.213	-3.507	-222.00	777.00	
$X_1$	1.73	0.00088	0.059	0.524	+ 2.79	- 1.01	1226 10
$X_2$	"	"	0.177	0.594			
$X_3$	"	"	0.299	0.620			
$X_4$	"	"	0.357	0.532			
$D_1$	"	0.001792	-0.088	-0.917			
$D_2$	"	"	-0.264	-0.847			
$D_3$	"	"	-0.435	-0.820			
$D_4$	"	"	-0.671	-0.909			
$V_0$	1.2	0.003584	+0.010	+0.363	92.10	109.32	
$V_1$	"	0.001792	+0.040	+0.224			
$V_2$	"	"	+0.078	+0.161			
$V_3$	"	"	+0.157	+0.202			
$V_4$	"	"	-0.299	-0.369			
					$\sum \frac{S_e}{F} \lambda u =$		6310.99

Mit  $E = 20,000.000 \text{ t/m}^2$  erhält man

$$\delta_e = 0.315 \text{ mm.}$$

3. Vor dem Anheben der Träger ruhen dieselben auf ihren beiden Enden allein auf und schweben sonst frei über die Spannweite von 10.0 m. In diesem Zustande gelangen die Höhenlagen der an den einzelnen Vertikalständern befestigten Höhenmarken zur Einmessung. Deshalb ist es nothwendig, auch für diesen Zustand der Träger die Durchbiegung unter dem Eigengewichte zu berechnen.

Für die Berechnung der Spannungen der Fachwerkstäbe kann von dem Widerstande der flachen Diagonalen abgesehen werden, da dieselben in diesem Zustande der

Träger Druck erhalten und in Folge dessen durch seitliches Ausbiegen nachgeben.

Für das nunmehr einfache Fachwerk Fig. 19 berechnen sich die Spannungen der einzelnen Stäbe folgendermaßen:

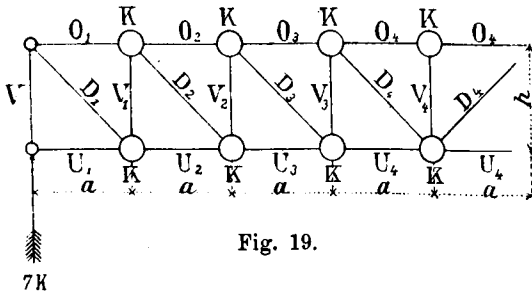


Fig. 19.

$$\begin{aligned} O_1' &= -7K \frac{a}{h} & U_1' &= 0 \\ O_2' &= -12K \frac{a}{h} & U_2' &= +7K \frac{a}{h} \\ O_3' &= -15K \frac{a}{h} & U_3' &= +12K \frac{a}{h} \\ O_4' &= -16K \frac{a}{h} & U_4' &= +15K \frac{a}{h} \\ D_1' &= +7K \frac{d}{h} & V_0' &= -7K \\ D_2' &= +5K \frac{d}{h} & V_1' &= -6K \\ D_3' &= +3K \frac{d}{h} & V_2' &= -4K \\ D_4' &= +K \frac{d}{h} & V_3' &= -2K \\ & & V_4' &= -K \end{aligned}$$

Da  $\frac{a}{h} = \frac{1.25}{1.2} = 1.04$   
 $\frac{d}{h} = \frac{1.73}{1.2} = 1.44$  und  $K = 0.102$  Tonnen, so ist

$$\begin{aligned} O_1' &= -0.74 \text{ Tonnen} & U_1' &= 0 \\ O_2' &= -1.27 \text{ " } & U_2' &= +0.74 \text{ Tonnen} \\ O_3' &= -1.59 \text{ " } & U_3' &= +1.27 \text{ " } \\ O_4' &= -1.70 \text{ " } & U_4' &= +1.59 \text{ " } \\ D_1' &= +1.03 \text{ Tonnen} & V_0' &= -0.71 \text{ Tonnen} \\ D_2' &= +0.74 \text{ " } & V_1' &= -0.61 \text{ " } \\ D_3' &= +0.44 \text{ " } & V_2' &= -0.41 \text{ " } \\ D_4' &= +0.15 \text{ " } & V_3' &= -0.20 \text{ " } \\ & & V_4' &= -0.10 \text{ " } \end{aligned}$$

Um die Einsenkung der Trägermitte zu berechnen, nehmen wir dortselbst eine Einzellast = 1 Tonne wirksam an, wodurch in allen Stabtheilen Spannungen, deren Größe im Allgemeinen mit  $u'$  bezeichnet werden mag, entstehen.

Mit Anwendung des Satzes der virtuellen Arbeit wird dann die Senkung der Trägermitte erhalten mit:

$$\delta_0'' = \frac{1}{E} \sum S_0' \frac{\lambda}{F} u' = \frac{2}{E} \sum \frac{1}{2} S_0' \frac{\lambda}{F} u',$$

wobei  $S_0'$  im Allgemeinen die Spannung eines Stabes durch das Eigengewicht bedeutet.

Es ergeben sich für die  $u'$  die folgenden nach den Stäben bezeichneten Werte:

$$\begin{aligned} O_1' &= -\frac{1}{2} \frac{a}{h} & U_1' &= 0 \\ O_2' &= -\frac{a}{h} & U_2' &= +\frac{1}{2} \frac{a}{h} \\ O_3' &= -\frac{3}{2} \frac{a}{h} & U_3' &= +\frac{a}{h} \\ O_4' &= -2 \frac{a}{h} & U_4' &= +\frac{3}{2} \frac{a}{h} \end{aligned}$$

$$V_0' = -\frac{1}{2} = V_1' = V_2' = V_3'$$

$$V_4' = 0$$

$$D_1' = D_2' = D_3' = D_4' = +\frac{1}{2} \frac{d}{h}$$

Nach Einführung der Werte für  $\frac{a}{h}$  und  $\frac{d}{h}$  erhält man:

$$\begin{aligned} O_1' &= -0.52 \text{ Tonnen} & U_1' &= 0 \\ O_2' &= -1.04 \text{ " } & U_2' &= +0.52 \text{ Tonnen} \\ O_3' &= -1.56 \text{ " } & U_3' &= +1.04 \text{ " } \\ O_4' &= -2.08 \text{ " } & U_4' &= +1.56 \text{ " } \end{aligned}$$

$$V_0' = V_1' = V_2' = V_3' = -0.5 \text{ Tonnen}$$

$$D_1' = D_2' = D_3' = D_4' = +0.72 \text{ "}$$

In nachfolgender Tabelle sind die zur Summenbildung notwendigen Werte zusammengestellt:

Des Stabes					$\frac{S_0'}{F}$	$\frac{S_0'}{F} u$	$\lambda \sum \frac{S_0'}{F} u'$
Zeichen	Länge $\lambda$ m	Querschnitt $F$ qm	$S_0'$ ton.	$u'$ ton.			
$O_1'$	1.25	0.002112	-0.74	-0.52	-350.02	182.0	3601.25
$O_2'$	"	0.003056	-1.27	-1.04	-415.29	431.9	
$O_3'$	"	0.004112	-1.59	-1.56	-386.37	602.7	
$O_4'$	"	"	-1.70	-2.08	-413.10	867.5	
$U_1'$	"	0.002112	0	0	0	0	1640.89
$U_2'$	"	0.004112	0.74	0.52	179.82	93.5	
$U_3'$	"	0.005392	1.27	1.04	234.95	244.4	
$U_4'$	"	"	1.59	1.56	294.15	459.0	
$D_1'$	1.73	0.001792	1.03	0.72	574.74	948.2	527.40
$D_2'$	"	"	0.74	"	412.92		
$D_3'$	"	"	0.44	"	245.52		
$D_4'$	"	"	0.15	"	83.70		
$V_0'$	1.2	0.003584	-0.71	-0.50	-198.10	0	5769.04
$V_1'$	"	0.001792	-0.61	"	-340.38		
$V_2'$	"	"	-0.41	"	-228.78		
$V_3'$	"	"	-0.20	"	-111.60		
$V_4'$	"	"	-0.10	0	-55.8	0	
$\sum \frac{1}{2} \frac{S_0' \lambda}{F} u' =$							

Daher ist

$$\delta_0'' = \frac{2 \times 5769}{20,000,000} = 0.58 \text{ mm}$$

Die gesammte Biegung unter dem Eigengewichte und der Probelast ist somit:  $\delta_t = \delta_0' + \delta_0'' + \delta$ , d. i.  
 $\delta_t = 1.06 + 0.948 \text{ A in mm.}$

## II. Vollwand-Träger.

Für einen geraden Träger, der einerseits festgehalten, dessen zweites Ende frei schwebend ist, Fig. 20, wird unter beliebiger Belastung und Vernachlässigung des unbedeutenden Einflusses der Transversalkraft die Einbiegung  $y$  eines Punktes  $x$  seiner Achse:

$$y = \frac{1}{E} \int_0^x (l - \xi) \frac{M_\xi}{J_\xi} \cdot d\xi$$

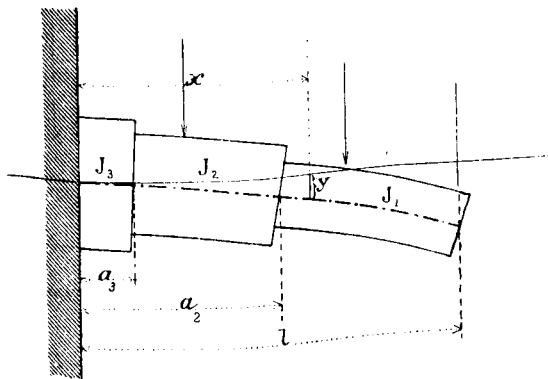


Fig. 20.

Hiebei bedeutet:

$M_\xi$  das Biegemoment im Querschnitte  $\xi$ ,  
 $J_\xi$  das Trägheitsmoment des Querschnittes  $\xi$ ,  
 $E$  den Elastizitätsmodul.

Der vollwandige Träger aus Martin-Flusseisen hat streckenweise constante Querschnitte (Fig. 12—14) und es berechnet sich die Einsenkung seines Trägerendes in Folge des gleichmäßig vertheilten Eigengewichts  $g$  pro laufenden Meter mit:

$$\delta_e' = \frac{1}{2} \frac{g}{E} \left\{ \frac{1}{J_3} \int_0^{a_3} (l - \xi)^3 d\xi + \frac{1}{J_2} \int_{a_3}^{a_2} (l - \xi)^3 d\xi + \frac{1}{J_1} \int_{a_2}^l (l - \xi)^3 d\xi \right\}$$

Bei Belastung des Trägerendes mit der Last  $(A + G)$  wird die hiedurch hervorgebrachte Senkung des Trägerendes:

$$\delta = (A + G) \left\{ \frac{1}{J_3} \int_0^{a_3} (l - \xi)^2 d\xi + \frac{1}{J_2} \int_{a_3}^{a_2} (l - \xi)^2 d\xi + \frac{1}{J_1} \int_{a_2}^l (l - \xi)^2 d\xi \right\}$$

Bei diesen Versuchsträgern ist:

$$\begin{aligned} a_3 &= 0.5 \text{ m} & J_3 &= 0.00188954 \text{ m}^4 \\ a_2 &= 2.5 \text{ „} & J_2 &= 0.00145499 \text{ „} \\ l &= 5.0 \text{ „} & J_1 &= 0.00103714 \text{ „} \end{aligned}$$

daher:

$$\begin{aligned} \int_0^{a_3} (l - \xi)^3 d\xi &= 53.734 & \int_0^{a_3} (l - \xi)^2 d\xi &= 11.29 \\ \int_{a_3}^{a_2} (l - \xi)^3 d\xi &= 92.750 & \int_{a_3}^{a_2} (l - \xi)^2 d\xi &= 25.17 \\ \int_{a_2}^l (l - \xi)^3 d\xi &= 9.766 & \int_{a_2}^l (l - \xi)^2 d\xi &= 5.21, \end{aligned}$$

womit

$$\delta_e' = 50788.75 \frac{g}{E};$$

$$\delta = 28302.9 \frac{(A + G)}{E} \text{ sich ergibt.}$$

Da vor Einwirkung der Versuchsbelastungen die Träger in ihren Enden unterstützt sind und unter dem Eigengewichte eine Durchbiegung erleiden, so muss — wie bei den Fachwerkträgern — auch die Größe dieser Durchbiegung  $\delta_e''$  in Rechnung gezogen werden.

Mit Benützung der eben berechneten Zahlengrößen erhält man für diesen Fall:

$$\begin{aligned} \delta_e'' &= \frac{gl}{E} 28302.9 - 50788.75 \frac{g}{E} \\ &= 90725.75 \frac{g}{E}. \end{aligned}$$

Demnach ist die gesammte Durchbiegung unter dem Eigengewichte und der Versuchslast:

$$\delta_t = \delta_e' + \delta_e'' + \delta = 141514.5 \frac{g}{E} + 28302.9 \frac{(A + G)}{E}$$

mit  $g = 0,184 \text{ Ton.}$ ,  $G = 0,17 \text{ Ton.}$  u.  $E = 20,000.000 \text{ t/m}^2$  ist

$$\delta_t = 1,54 + 1,42 A \text{ in mm.}$$

III. Für die Vollwandträger aus Schweisseisen (Alte Brücken-Träger) berechnet sich die Einbiegung wie folgt:

$$\delta_e' = \frac{1}{8} \frac{gl^4}{E J_m} \text{ in Folge des Eigengewichtes;}$$

$$\delta = \frac{1}{8} \frac{(A + G) l^3}{E J_m} \text{ unter Einfluss der Belastung des}$$

Trägerendes mit  $(A + G)$  und in Folge des Eigengewichts bei beiderseits unterstützten Trägern mit

$$\delta_e'' = \frac{5}{384} \cdot \frac{g(2l)^4}{E J_m}; \text{ daher}$$

$$\begin{aligned} \delta_t &= \delta_e' + \delta_e'' + \delta = \frac{l^3}{E J_m} \left\{ \frac{1}{8} gl + \frac{80}{384} gl + \frac{1}{8} (A + G) \right\} \\ &= \frac{1}{8} \frac{l^3}{E J_m} \{ gl + (A + G) \}. \end{aligned}$$

Führt man für  $J_m$  ein mittleres Trägheitsmoment ein, welches erhalten wird aus der Beziehung:

$$J_m = \frac{J_1 c_1 + J_2 c_2 + J_3 c_3}{c_1 + c_2 + c_3},$$

wobei  $c_1$ ,  $c_2$  und  $c_3$  die Strecken der constanten Querschnitte und deren Trägheitsmomente  $J_1$ ,  $J_2$  und  $J_3$ , so ergibt sich:

$$J_m = 0,00047117 \text{ m}^4.$$

$$\text{Mit } l = 5,0 \text{ m}$$

$$g = 0,12 \text{ t}$$

$$G = 0,17 \text{ t}$$

$$E = 20000.000 \text{ t/m}^2$$

erhält man:

$$\delta_t = 3,4 + 4,41 A \text{ in mm.}$$

In den nachfolgenden Tabellen sind die aus den directen Messungen gebildeten arithm. Mittel der totalen und der bleibenden, sowie der erhobenen elastischen Einsenkungen zusammengestellt.

b) des Vollwandträgers aus Martin-Flusseisen von Donawitz:

c) des Scheweisseisen-Blechträgers:

**Tabelle der bleibenden mittleren Durchbiegungen (mm)**

a) der Fachwerkträger:

b) des Vollwandträgers aus Martin-Flusseisen von Donawitz;

c) des Schweißeisen-Blechträgers (alte Brücke):

Schweißstahls-Biegeträgers (alte Brücke):														
$A \text{ Tonn.} =$	0.89	1.63	2.40	3.14	3.87	4.60	5.38	6.11	6.84	7.62	8.35	9.08	9.86	10.59
$\sigma \text{ t/cm}^2 =$	0.36	0.55	0.76	0.95	1.15	1.34	1.54	1.74	1.93	2.14	2.33	2.52	2.73	2.92
	—	0.20	0.35	0.50	0.60	0.85	—	1.50	2.30	2.90	4.30	7.30	11.25	



Tabelle der elastischen mittleren Durchbiegungen (mm)  
a) der Fachwerkträger:

Material und Herkunft der Träger	A Tonn. = $\sigma_4$ t/cm <sup>2</sup> =	3.04 0.4	4.89 0.6	6.74 0.8	8.59 1.0	10.45 1.2	12.30 1.4	14.15 1.6	16.04 1.8	17.90 2.0	19.76 2.2	21.62 2.4	23.48 2.6	25.34 2.8	27.21 3.0	29.06 3.2
Thomas Flusseisen von Kladno-Teplitz		4.20	6.60	8.80	10.80	12.50	14.20	16.30	18.80	19.50	21.30	23.10	25.00	26.60	29.10	28.90
Martin- " " "		3.60	6.30	8.40	10.10	11.80	—	15.70	17.50	—	20.80	22.80	24.70	26.50	—	—
Steirisches Schweisseisen von Donawitz		4.80	7.20	9.20	11.40	12.60	14.60	16.20	17.70	21.00	22.80	24.70	26.50	27.30	28.00	—
Martin-Flusseisen von Donawitz		5.20	7.20	9.10	10.50	12.20	14.20	16.20	17.90	19.40	21.60	23.20	25.20	27.90	30.00	—
" " " Witkowitz		4.80	6.60	8.50	10.50	12.10	13.50	16.00	17.80	19.50	21.80	23.70	25.80	—	—	—
" " " Teschen (minder sorgfältige Anarbeitung)		4.90	6.60	8.30	—	11.80	—	15.90	17.60	—	—	23.30	23.10(?)	—	—	—
Martin-Flusseisen von Teschen (sorg- fältige Anarbeitung)		4.40	6.30	8.00	—	11.20	—	15.50	16.80	—	20.20	21.20	23.20	26.00	27.50	—
Böhmisches Schweisseisen von Kladno		5.30	6.90	8.50	—	12.30	14.30	16.30	16.90	—	22.20	24.30	24.20(?)	25.10	26.90	28.70
Nach Form. $\delta_4 = 1.06 + 0.95 A$ berechnet:		4.00	5.70	7.50	9.20	11.00	12.80	14.50	16.30	18.10	19.80	21.60	23.40	25.10	26.90	28.70

b) des Vollwandträgers aus Martin-Flusseisen von Donawitz:

	A Tonn. = $\sigma_4$ t/cm <sup>2</sup> =	2.11 0.38	3.53 0.57	4.94 0.77	6.35 0.97	7.81 1.18	9.23 1.38	10.64 1.57	12.05 1.77	13.47 1.97	14.92 2.18	16.34 2.37	17.76 2.57	19.19 2.78	20.61 2.98	22.03 3.17
beobachtet		4.40	6.90	8.40	—	11.80	13.90	15.70	18.00	19.40	21.60	—	24.80	26.80	28.50	—
Nach Form. $\delta_4 = 1.54 + 1.42 A$ berechnet:		4.54	6.55	8.55	10.56	12.63	14.65	16.65	18.65	20.67	22.73	24.64	26.76	28.79	30.81	—

c) des Vollwandträgers aus Schweisseisen (alte Blechbrücke).

	A = Tonn. $\sigma = t/cm^2$	0.89 0.36	1.63 0.55	2.40 0.76	3.14 0.95	3.87 1.15	4.60 1.34	5.38 1.54	6.11 1.74	6.84 1.93	7.62 2.14	8.35 2.33	9.08 2.52	9.86 2.73	10.59 2.92
beobachtet		12.30 7.30	13.00 10.60	15.00 13.90	17.80 17.20	20.60 20.40	24.80 23.60	— 27.10	31.10 30.30	34.30 33.50	37.10 36.90	39.90 40.10	44.00 43.40	46.60 46.80	—
Nach Formel $\delta_t = 3.4 + 4.4 A$ berechnet:		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

## VI. Die Diagramme der Deformation und die Deformations-Arbeiten.

Zur graphischen Darstellung der Formänderungen, welche die Träger bei den aufeinander folgenden Belastungen annehmen, tragen wir — auf ein rechtwinkliges Achsenkreuz bezogen — die Belastungen  $A$  der Trägerenden als Ordinaten und die hierdurch selbst erzeugten Einsenkungen und die hiedurch daselbst erzeugten Abscissen auf. Die Verbindung der so erhaltenen Punkte liefert eine Curve, welche das Deformations-Diagramm des betreffenden Trägers darstellt.

Wenn ausser den totalen auch die bleibenden Einsenkungen aufgetragen und die Differenz dieser beiden: die elastischen Einsenkungen, gebildet und gehörig eingetragen werden, so wird der Verlauf dieser drei verschiedenen Deformationen deutlich ersichtlich. (Taf. XXI u. XXII). Wir haben daselbst die Proportionalitäts-Grenzen, die „kritischen Spannungen“ und die Biegegrenzen besonders hervorgehoben. Der geradlinige Verlauf der elastischen Formänderungen lässt das Proportionalitäts-Gesetz bis nahe an die Bruchgrenze erkennen.

Wir haben oben bereits darauf hingewiesen, dass die Deformations-Diagramme ein Mittel bieten, die Deformations-Arbeiten zu berechnen, welche die Träger während der stufenweise gesteigerten Belastungen nach und nach geleistet haben.

Bezeichnet

$\Delta$  die Einsenkung des Trägerendes unter der Last  $A$  im Allgemeinen,

$\delta_n$  die totale Einsenkung bei der vorletzten, dem Bruche vorangehenden Belastung,

$\delta_p$  die hierbei beobachtete bleibende und

$\delta_v$  „ „ „ elastische

Einsenkung, so ist:

$$\delta_n = \delta_v + \delta_p$$

Die bis dahin geleistete Arbeit einer Trägershälfte ist:

$$L = \int_{\Delta=0}^{\Delta=\delta_n} A \cdot d\Delta = \int_{\Delta=0}^{\Delta=\delta_p} A \cdot d\Delta + \int_{\Delta=\delta_p}^{\Delta=\delta_n} A \cdot d\Delta$$

Mit Rücksicht auf den geradlinigen Verlauf der elastischen Deformation können wir

$$\int_{\Delta=0}^{\Delta=\delta_v} A \cdot d\Delta = \frac{1}{2} A_n \cdot \delta_v \text{ setzen,}$$

wenn  $A_n$  die vorletzte Belastungsgröße bezeichnet. Für die Arbeit der plastischen Deformation erhalten wir hiermit:

$$L_p = \int_{\Delta=0}^{\Delta=\delta_p} A \cdot d\Delta = \int_{\Delta=0}^{\Delta=\delta_n} A \cdot d\Delta - \frac{1}{2} A_n \cdot \delta_v.$$

Mit Bezug auf nachstehende Skizze, in welcher die Curve  $Omn$  das Diagramm der totalen, die Curve  $Okq$

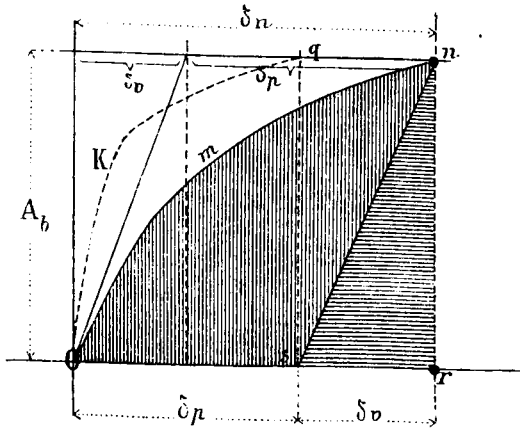


Fig. 21.

jenes der plastischen Deformation darstellt, ist

$$L = \int_{\Delta=0}^{\Delta=\delta_n} A \cdot d\Delta = \text{area } Omnr$$

$$\frac{1}{2} A_n \cdot d_v = \Delta snr \text{ und daher}$$

$$L_p = \int_{\Delta=0}^{\Delta=\delta_p} A \cdot d\Delta = \text{area } Okqs = \text{area } Omnr - \Delta snr = \text{area } Omns$$

Beim Auftragen der Deformations-Diagramme ist zu beachten, dass das Eigengewicht der Träger und die constante Belastung schon an und für sich Spannungen und Durchbiegungen erzeugen. Es muss daher der Nullpunkt der Belastungen  $A$  so weit über den Koordinatenursprung gelegt werden, wie es die Spannung  $\sigma$  für  $A=0$  verlangt.

Für die Fachwerkträger ist (Seite 8)

$$A = 9,26 \sigma_4 - 0,528;$$

$$\text{daher für } A=0, \sigma_4 = 0,057 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{oder für } \sigma_4 = 0, A = 0,528 \text{ Tonnen}$$

Es wird daher der Nullpunkt der Belastungen  $A$  um 0,528 Tonnen über den Koordinatenursprung zu legen sein.

Wir berechnen nun die Flächen der Diagramme, wie folgt:

Bezeichnet:

$\delta_1, \delta_2, \delta_3 \dots \delta_n$  die Einsenkungen für die aufeinander folgenden Belastungsstufen

$A_1, A_2, A_3 \dots A_n$ , so ist die Fläche der totalen Deformationen, da  $A_2 - A_1 = A_3 - A_2 = \dots = \Delta A$ :

$$F_t = (A_n + 0,528) \delta_n - \Delta A \left[ \frac{\delta_1 + \delta_2}{2} + \delta_2 + \delta_3 + \dots + \delta_{n-1} \right] - \frac{1}{2} (A_1 + 0,528) \delta_1$$

und die Fläche der plastischen Deformation:

$$F_p = F_t - \frac{1}{2} A_n \delta_v.$$

Für die Construction der Diagramme der verschiedenen Fachwerkträger wurden die arithmetischen Mittel aus den Einsenkungen beider ein Paar bildender Träger eingeführt.

Die Größen  $\delta_v$  wurden auf Grund der Constanten  $a$  und  $k$  der Gleichung  $u = a + kA$ , für  $A = A_n$  berechnet.

In der nachfolgenden Tabelle sind die maßgebenden Größen und die berechneten Diagramm-Flächen, bzw. die

Deformations-Arbeiten der einen Trägerhälfte zusammengestellt. \*)

Material und Herkunft der Träger	$A_n$ Tonn.	$\delta_p$ cm	$\delta_v$ cm	$F_t$ t/cm	$F_e$ t/cm	$F_p$ t/cm
Thomas Fl. E., Kladno-Tepl.	23.48	3.79	2.55	57.17	30.6	26.6
Martin Fl. E., Kladno-Tepl.	30.92	9.76	3.16	220.1	49.7	170.4
St. Schweisseisen Donawitz	23.48	6.84	2.63	114.7	31.6	83.2
Martin Fl. E., Witkowitz	30.92	7.42	3.31	159.7	51.9	107.8
Martin Fl. E., Donawitz	27.71	7.95	2.86	158.3	39.7	118.6
Martin Fl. E., Teschen (m.A.)	25.34	9.03	2.57	173.9	33.1	140.8
Martin Fl. E., Tesch. (sg. An.)	30.92	13.72	3.06	325.4	48.1	277.3
Böhm. Schweisseisen, Kladno	23.48	4.75	2.50	74.3	30.0	44.3

Durch die Diagrammfläche ist die Summe der Arbeiten gegeben, welche von dem Träger seit Beginn des Versuchs bei stufenweise gesteigerter und bis zu der dem Bruche unmittelbar vorhergehenden Belastung geleistet worden ist. Wird z. B. die Belastung von  $A'$  auf  $A''$  (Fig. 22)

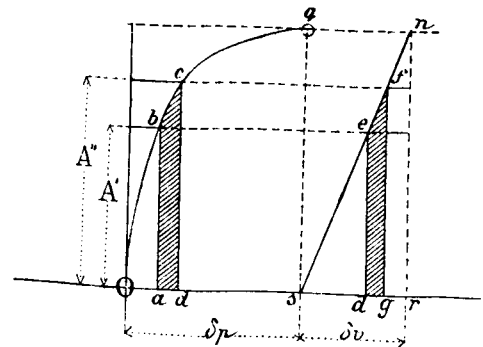


Fig. 22.

erhöht, so entsteht hiedurch ein Zuwachs an plastischer und an elastischer Deformations-Arbeit, welche durch die schraffirten Flächen  $abcd$ , bzw.  $defg$  gemessen werden.

Wenn jedoch nach einer Belastung  $A'$  wieder entlastet und darauf wieder von Null an zur nächst höheren Belastungsstufe  $A''$  fortgeschritten wird, so kann angenommen werden, dass die Zunahme an plastischer Deformations-Arbeit jetzt ebenfalls der Fläche  $abcd$  entspricht; die Arbeit der elastischen Deformation für diese von Null bis  $A'$  anwachsende Belastung ist dagegen der ganzen Dreiecksfläche  $\Delta sfg$  gleich.

Es wird also die Arbeit der elastischen Deformation bei jeder Belastung von Null an bis  $A$  immer wieder aufs Neue und vollständig geleistet, während durch derartige Belastungen, insofern dieselben zur Ueberschreitung der kritischen Spannung führen, immer ein Theil des plastischen Arbeitsvermögens aufgebraucht wird.

\*) Die auf diese Art berechneten Deformations-Arbeiten differiren gegen die im „Entwurfe“ angegebenen Werte. Dort bezieht sich nämlich die Deformations-Arbeit stets auf den Träger, der tatsächlich gebrochen wurde, während hier eben die arithmetischen Mittel der Einsenkungen beider Träger eingeführt worden sind.

Des Weiteren ist hinsichtlich der Träger aus Thomas-Flusseisen zu bemerken, dass im Vorstehenden die Deformations-Arbeit für die Belastung, welche den ersten theilweisen Bruch hervorbrachte, berechnet ist; im „Entwurfe“ ist dagegen die Berechnung für die nächst höhere Belastungsstufe, welche den gänzlichen Bruch bewirkte, durchgeführt.

Es ist leicht zu begreifen, dass bei wiederholten Belastungen, welche Spannungen hervorrufen, die einerseits bei Null, anderseits über der kritischen Spannung liegen das plastische Arbeitsvermögen nach einer endlichen Anzahl von Wiederholungen aufgezehrt werden und damit der Bruch herbeigeführt werden muss.

Wird nämlich durch derartige Wiederholungen der Belastung, von Null auf  $A$  und zurück, die kritische Spannung überschritten, so hat jede folgende Belastung eine Zunahme  $(\delta''_p - \delta'_p)$  der bleibenden Einbiegung zur Folge. (Fig. 23.)

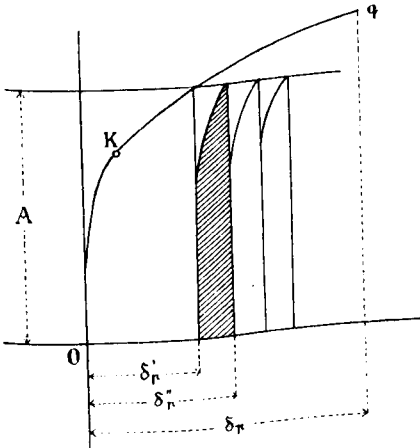


Fig. 23.

Würde das Gesetz dieser Zunahmen bekannt sein, so könnte die Anzahl der Belastungen, welche bis zur Aufzehrung des plastischen Arbeitsvermögens, d. i. bis zum Bruche nothwendig ist, berechnet werden.

Es ist naheliegend, zu vermuthen, dass die „kritische“ Spannung übereinstimme mit der von Wöhler gefundenen, von Launhardt mit „Ursprungsfestigkeit“ bezeichneten Spannungsgrenze.

## VII. Bedeutung und Wert der Proportionalitäts-Grenze, der kritischen Spannung und des plastischen Arbeitsvermögens für die Beurtheilung der zulässigen Inanspruchnahme des Materials.

Es wurde nachgewiesen, dass die elastischen Einbiegungen mit den Belastungen proportional wachsen und dass diese Proportionalität bis nahe an die Bruchgrenze Geltung habe. Für das rein elastische Verhalten der Träger ist also die Einschränkung dieser Eigenschaft innerhalb der „Proportionalitäts-Grenze“, unzutreffend. Dennoch verliert hiedurch diese Grenzspannung nicht ihre praktische Bedeutung, denn sie bezeichnet jene Spannung, bis zu welcher die Proportionalität zwischen Belastung und totaler Einbiegung stattfindet. Die Kenntnis derselben ist nicht nur für die Beurtheilung eines Constructionsmaterials, sondern auch für dessen zulässige Inanspruchnahme wichtig.

Dem Ueberschreiten dieser Spannung durch äussere Kraftwirkungen können für den Bestand der Träger jedoch insoweit keine schädlichen Folgen zugeschrieben werden,

als die auftretenden Anstrengungen unterhalb der kritischen Spannung sich bewegen. Die letztere bezeichnet die äusserste Grenze, über welche hinaus das Material nicht beansprucht werden darf, wenn der dauernde Bestand gesichert bleiben soll.

Maßgebend für die zulässige Inanspruchnahme ist, dass die gesammten statischen und dynamischen Wirkungen der Belastungen im ungünstigsten Falle, so wie die Einflüsse der Temperatur, der Ungenauigkeiten in den Rechnungsannahmen und bei Ausführung der Construction, nirgends höhere Anstrengungen hervorbringen, als die Größe der Proportionalitätsgrenze gestattet. Die Proportionalitätsgrenze ist jedoch auch bei einem und demselben Material nicht constant; sie wird durch mechanische Einflüsse, wie Streckungen, Kaltwalzen u. s. w. nicht unwesentlich geändert und es ist schwer, die „natürliche“ Proportionalitätsgrenze mit hinreichender Schärfe zu ermitteln. Probestäbe, die aus verschiedenen Theilen der zum Bruche gebrachten Versuchsträger geschnitten wurden, haben ergeben, dass Stäbe, die aus Orten entnommen wurden, welche starken Anstrengungen unterworfen gewesen sind, eine um 36 bis 39 Procent höhere Elasticitätsgrenze aufwiesen, als solche aus minder beanspruchten Theilen. Es hat sich gezeigt, dass schon sehr geringe Unterschiede in der Härte, bezw. im Kohlenstoffgehalte des Materials hierauf von erheblichem Einfluss sind, und dass ganz weiche Flusseisensorten sich ziemlich unempfindlich in dieser Hinsicht erwiesen.

Die Gestaltung der Deformations-Curven (Taf. XXI) zeigt vor Erreichung der Proportionalitätsgrenze eine deutliche Aenderung der anfänglichen Richtung. Da die Linie der elastischen Formänderung eine gerade ist, so kommen die Abweichungen der Deformations-Curven von der Geraden auf Rechnung der bleibenden Deformation. Die Curven der totalen Deformation bilden vom Ursprunge an eine Gerade bis zu einem Punkte  $P_u$ , wo jene Richtungsänderung eintritt; der weitere Verlauf bleibt jedoch wieder bis zur Proportionalitätsgrenze  $P_o$  geradlinig. Es scheint, dass die bleibenden Biegungen bis zu  $P_u$  von den Verschiebungen in Folge der Nachgiebigkeit der Nietverbindungen herrühren.

Die dynamischen Wirkungen der Verkehrsbelastung auf Brückenträger können nur schätzungsweise in Rechnung gebracht werden. Es ist bekannt, dass die in Folge von Stößen auftretenden Schwingungen oft eine bedeutende Erhöhung der Spannungen bewirken. Ueberschreiten derartige Spannungen die kritische Spannung, so wird das plastische Arbeitsvermögen der Träger schon angegriffen. In dem plastischen Arbeitsvermögen beruht die Gewähr für die Sicherheit des Bestandes der Träger; dasselbe ist einem Reservefonde vergleichbar, aus welchem unvorhergesehene, aussergewöhnliche Ausgaben bestritten werden können. Die Größe dieses Vermögens ist daher für die Beurtheilung der Sicherheit einer Construction von großer Bedeutung. Die Frage der zulässigen Inanspruchnahme hängt aber mit der zu erzielenden Sicherheit zusammen.

Maßgebend für die Größe der zulässigen Inanspruchnahme eines Materials ist also dessen Proportionalitäts-

grenze, die kritische Spannung und das plastische Arbeitsvermögen.

In nachstehender Tabelle sind diese Größen nach den Ergebnissen der Biegungs- und Bruch-Versuche für die Fachwerkträger zusammengestellt.

Material und Herkunft der Träger	Proport. Grenze $t/cm^2$	Kritische Spannung $t/cm^2$	Biege-grenze $t/cm^2$	Plastisches Arbeitsvermögen einer Trägerhälfte $t/cm$
Thomas Fl. E., Kladno-Tepl.	1.6	2.2	2.4	26.6
Martin Fl. E., Kladno-Tepl.	2.2	2.4	2.6	170.4
St. Schweisseisen, Donawitz	1.4	2.0	2.0	83.2
Martin Fl. E., Witkowitz	2.0	2.6	2.8	107.8
Martin Fl. E., Donawitz	1.8	2.2	2.6	118.6
Martin Fl. E., Tesch. (m. sgf.)	1.6	2.0	2.2	140.8
Martin Fl. E., Tesch. (sorgf.)	1.8	2.2	2.6	277.3
Böhm. Schweisseisen, Kladno	1.8	2.2	2.2	44.3

Ein Blick auf diese Tabelle zeigt, dass z. B. selbst steierisches Schweisseisen verglichen mit Martin-Flusseisen diesem sowohl hinsichtlich der Höhe der Proportionalitätsgrenze, der kritischen Spannung und des plastischen Arbeitsvermögens nicht unerheblich nachstehe; dass das böhmische Schweisseisen wegen seines geringen plastischen Arbeitsvermögens, trotz seiner hohen Proportionalitäts- und Bieugrenze, nur eine geringe Sicherheit gegen lebendige Kräfte: Stoßwirkungen u. s. w. zu bieten vermag und das Thomas-Flusseisen, aus welchem die Versuchsträger hergestellt waren, in letzterer Hinsicht noch weit unter dem böhmischen Schweisseisen stehe.

Unter sonst gleich bleibenden Umständen würde daher bei Erzielung der gleichen Sicherheit einer Construction die zulässige Inanspruchnahme des Martin-Flusseisens höher gehalten werden können als bei Schweisseisen. Die Güte der Anarbeitung vermag den Widerstand und die Leistungsfähigkeit der Träger in auffälligem Maße zu erhöhen: das plastische Arbeitsvermögen wurde hiedurch fast auf das Zweifache, die kritische Spannung um 25 Percent gehoben.

Es ist daher folgerichtig, bei Bestimmung der zulässigen Inanspruchnahme auch dem Gütegrade der Anarbeitung Rechnung zu tragen.

### VIII. Ergebnisse der Biege- und Bruchversuche zur Erprobung des Verhaltens von Fluss- und Schweisseisen in genieteten Fachwerk- und Vollwand-Trägern.

Die constructive Anordnung der Versuchsträger ist im Berichte des Brückenmaterial-Comités selbst dargelegt. Ueber die Ausführung der Träger möge auch hier beiläufig bemerkt werden, dass dieselbe in der bei uns üblichen Weise vorgenommen wurde: das Ablängen mittelst Scheerenschnitten, das Lochen der Nietlöcher mittelst des Durchstanzens und darauf folgendes Nachreiben von 2 mm; die Nietung der Gurte maschinell, im Uebrigen von Hand.

Nur bei zwei besonderen Parallel-Versuchen wurde hievon abgewichen. In diesen Fällen handelte es sich um die Untersuchung des Einflusses der Anarbeitung auf die Widerstandsfähigkeit und das gesammte Verhalten

der Träger. Zu diesem Zwecke wurden zwei Trägerpaare aus Material derselben Herkunft, jedoch verschiedener Qualität der Anarbeitung erprobt. Für den ersten dieser Versuche wurde die Lochung mittelst Stanzens ausgeführt und wurden die Löcher nur auf das Notwendigste und insoweit nachgerieben, als es für das Zusammenpassen und die Nietarbeit unumgänglich erforderlich war. Die Nietung geschah vorwiegend von Hand. Diese Anarbeitung wurde als „minder sorgfältig“ bezeichnet.

Für den zweiten Versuch wurden die Nietlöcher durchaus genau gebohrt und ist die Nietung maschinell ausgeführt worden. Diese Art der Anarbeitung wurde als „sorgfältig“ bezeichnet.

Die Ausführung der Versuche geschah nach einem festgestellten Programme, welches im Berichte des Brückenmaterial-Comités ausführlich erörtert ist.

#### 1. Versuch am 4. Februar 1889.

##### Trägerpaar aus Thomas-Flusseisen von Kladno-Teplitz.

Die Einbiegung der Träger bei den verschiedenen Belastungsstufen ist in den tabellarischen Zusammenstellungen, Seite 90 und 91, verzeichnet und in graphischer Darstellung auf Taf. XXI, Fig. 1 ersichtlich gemacht.

Aus dem Diagramme der Deformation ist zu entnehmen, dass die bleibenden Deformationen erst bei einer Spannung  $\sigma_4 = 1,8 t/cm^2$  wahrnehmbar wurden und die kritische Spannung bei  $\sigma_4 = 2,2 t/cm^2$  lag. Die bei hoher Spannung beginnende und durchaus klein bleibende plastische Deformation deutet sowohl auf vorzügliche Nietarbeit, als auf wenig dehnbares Material in den Gurtungen.

Das Diagramm der totalen Deformation zeigt bei  $\sigma_4 = 1,8 t/cm^2$  eine auffallende Unregelmäßigkeit: die Curve zeigt von hier aus ein steileres Ansteigen als vorher. Es scheint, dass nach dieser Belastungsstufe eine Aenderung in der Spannungsvertheilung der meist beanspruchten Gurttheile eingetreten und der Hauptantheil der Spannung von den minder dehnbaren Constructions-Elementen aufgenommen worden sei. Die Proportionalitätsgrenze findet sich bei  $\sigma_4 = 1,6 t/cm^2$ ; die Biegegrenze bei  $\sigma_4 = 2,4 t/cm^2$ .

Als die Spannung  $\sigma_4$  die Größe  $2,6 t/cm^2$  erreichte, entstand unter schussartigem Knalle ein plötzlicher Sprung im Stehbleche des ersten Trägers in einem der gefährlichen Querschnitte. Derselbe beginnt am unteren Rande des Stehbleches, durchsetzt das mittelseitig gelegene unterste Loch des Zugdiagonal-Nietes und erstreckt sich fast senkrecht aufwärts, wo er in einen gekrümmten Haarriss übergeht. Gleichzeitig entstanden in den Löchern jener Niete, welche die Zugdiagonale nächst dem Mittelständer mit dem Stehbleche verbinden, kurze Anrisse, welche nahezu senkrecht zur Zugrichtung der Diagonalen gerichtet waren.

Auch am zweiten Träger fand sich nach dieser Belastung im ersten oberen, mittelseitigen Loche des Zugstabnietes ein kurzer Querriss im Stehbleche. Beim Fortsetzen der Belastung zur nächst höheren Stufe rissen im ersten Träger die beiden Gurtwinkel über dem Mittelständer, während das Stehblech einen zweiten gesonderten Sprung durch die Nietlöcher des Mittelständers erlitt.

Das Bruchaussehen des Stehbleches ist stahlartig, körnig, ungleichmäßig; nahe den Nietlöchern von feinerem Korn. Die Winkeleisen zeigen mildes, gleichmäßiges Gefüge, starke Quercontractionen. Am zweiten Träger waren starke, jedoch begrenzte Einrisse im Stehbleche an zwei Nietlöchern vorhanden. Die Nietlöcher hatten oval gestreckte Gestalt und an den Schmalseiten eingerissene Ränder. Auch an anderen Nietlöchern dieses Gurttheils konnte man verschiedene feine Randrisse erkennen.

Die von Herrn Prof. Dr. Oser ausgeführte chemische Analyse des Materials ergab die folgenden Resultate:

	Si %	Mn %	P %	S %	Cu %	C %
Probe a. d. Stehbleche d. Ob.-Gurt. entnommen vom ersten Fache	0.023	0.150	0.095	0.048	0.017	0.083
Stehblechprobe v. der Bruchstelle	0.010	0.301	0.127	0.042	0.021	0.046

Die Untersuchung auf Elasticität und Festigkeit, von Herrn Professor Jenny durchgeführt, ergab:

	Elast.- Modul $t/cm^2$	Elast. Grenze $t/cm^2$	Zug- festig- keit $t/cm^2$	Bruch- dehnung auf 200 mm %
Probestab a. d. Stehbl. des Ober- Gurt., entnomm. v. erst. Fache	1950	1.69	4.04	25
Probestab aus dem Stehbleche von der Bruchstelle .....	2000	2.09	4.08	17
Probestab aus dem Gurtwinkel des Ober-Gurtes im letzten Fache	1920	1.73	3.47	31.5
Probestab aus dem Gurtwinkel von der Bruchstelle .....	1960	2.33	3.84	28.3

Die durchschnittliche Zugfestigkeit ist hiernach:

$$B = 3,86 t/cm^2$$

Da der Bruch des Trägers I bei  $\sigma_4 = 2,6 t/cm^2$ , das ist bei  $A = 23,48 t$ , erfolgte, so beträgt die Bruchspannung im gefährlichen Querschnitte:

$$\sigma_4' = 2,96 t/cm^2, \text{ daher } \frac{\sigma_4'}{B} = \frac{2,96}{3,86} = 0,75 \text{ oder } 75\%$$

Sowohl das Resultat der chemischen Analyse als auch das der Untersuchung auf Elasticität und Festigkeit ergab die Ungleichartigkeit des Materials und Ungleichmäßigkeit des elastischen Verhaltens und der Bruchdehnung. Der verhältnismäßig hohe Phosphorgehalt (0,127 Percent) des Stehbleches dürfte nicht ohne Einfluss auf das Verhalten des Materials gewesen sein.

Es ist wahrscheinlich, dass das ungünstige Ergebnis dieses Versuches der Methode der Anarbeitung zum Theile zuzuschreiben ist; jedenfalls aber liegt die Hauptursache in der Ungleichartigkeit des Materials, wodurch in dem am meisten beanspruchten Organe die ungleichmäßig dehnbaren Constructions-Elemente (Gurtwinkel und Stehblech) zur notwendigen Ueberanstrengung des einen dieser Theile führen mussten.

2. Versuch am 7. Februar 1889.

Trägerpaar aus Martin-Flusseisen von Kladno-Teplitz.

Die Deformations-Diagramme zeigen den Beginn der bleibenden Einsenkung bei  $\sigma_4 = 1,2 t/cm^2$ ; die Lage der

kritischen Spannung ist bei  $\sigma_4 = 2,2$ ; die der Biegegrenze bei  $\sigma_4 = 2,4 t/cm^2$ , die Proportionalitäts-Grenze bei  $\sigma_4 = 2,2 t/cm^2$ . Der Verlauf der Diagrammcurven ist ziemlich regelmäßig.

Bei einer Spannung zwischen  $\sigma_4 = 3,2$  und  $3,4 t/cm^2$  trat der gänzliche Bruch des Zuggurtes im zweiten Träger ein.

Die Bruchlinie durchsetzt die nächst dem Mittelständer liegenden Nietlöcher des Stehbleches, durch welche die Verbindungs-nieten der Diagonalen hindurchgesteckt waren; der Bruch der Gurtwinkel lag nahe der Bruchstelle des Stehbleches; auch hier erfolgte das Reißen in dem durch Nietlöcher verschwächten Querschnitte. Siehe nachstehende Figur 24. Die Bruchflächen der Winkeleisen und

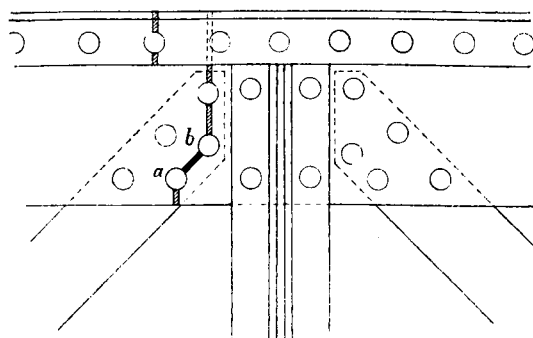


Fig. 24.

des Stehbleches, mit Ausnahme des Bruchflächentheiles  $\overline{ab}$ , zeigen durchaus starke Quercontractionen; die Fläche  $\overline{ab}$  jedoch ist uncontrahirt und glatt, was auf den daselbst stattgefundenen Bruch durch „Abschieben“ hinweist. Das Bruchgefüge ist milde, gleichförmig. Die Nietlöcher sind in der Richtung des Zuges stark länglich gestreckt, zeigen jedoch nirgends einen Einriss. Das Gesamtverhalten der Träger während des Versuches war durchaus sehr gut. Bei einer Spannung  $\sigma_4 = 3 t/cm^2$  wurden an den dem Mittelständer zunächst gelegenen Nietten der beiden Zugdiagonalen Verschiebungen von etwa 4 mm bemerkbar.

Diese Erscheinung besteht jedoch nur in einer scheinbaren Nietverschiebung; die Ursache derselben ist die Streckung des Stehbleches zwischen den mittelseitigen Anschlussnieten der Diagonalen und dem Mittelständer, wodurch die Nietlöcher so stark länglich gezogen wurden, dass sie sogar neben den äusseren mittelseitigen Rändern der Nietköpfe zum Vorschein kamen. Fig. 25.

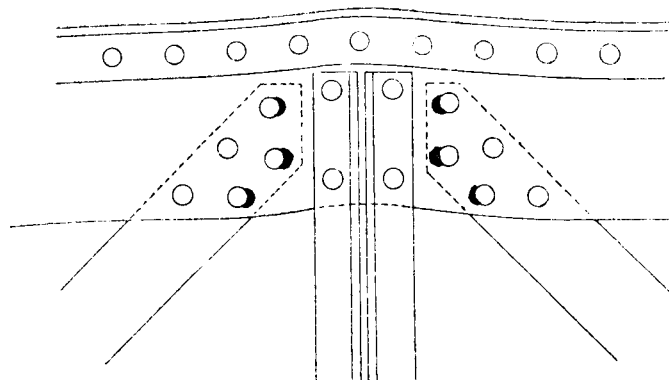


Fig. 25.

Die chemische Untersuchung des Trägermaterials durch Herrn Professor Oser ergab:

	Si %	Mn %	P %	S %	Cu %	C %
Probe aus dem Stehbleche von der Bruchstelle .....	0.013	0.300	0.030	0.047	0.032	0.055
Probe aus dem Stehbleche des Ober-Gurtes im ersten Fache .....	0.010	0.430	0.025	0.085	0.029	0.039

Für die Festigkeits-Eigenschaften fand Herr Professor Jenny:

	Elast.- Modul t/cm <sup>2</sup>	Elast. Grenze t/cm <sup>2</sup>	Zug- festig- keit t/cm <sup>2</sup>	Bruch- dehnung auf 200 mm %
Stehblechprobe v. der Bruchstelle .....	2050	2.35	3.99	22.5
„ vom Ober-Gurte im ersten Fache .....	2040	1.75	3.91	22.5
Winkleisenprobe vom Ob.-Gurte im letzten Fache .....	2090	2.45	4.39	27.5
Winkleisenprobe v. d. r. Bruchst. ....	2080	2.47	4.42	26.5

Die durchschnittliche Zugfestigkeit ist daher:

$$B = 4,18 \text{ t/cm}^2.$$

Der Bruch fand statt bei  $\sigma_4 = 3,3 \text{ t/cm}^2$ , das ist für  $A = 30$  Tonnen.

Die Spannung im gefährlichen Querschnitt war demnach:  $\sigma_4' = 3,76 \text{ t/cm}^2$ , daher ist das Verhältnis:

$$\frac{\sigma_4'}{B} = 0,9 \text{ oder } 90 \text{ } \%$$

### 3. Versuch am 11. Februar 1889.

Trägerpaar aus steierischem Schweisseisen von Donawitz.

Das Diagramm dieser Träger, Taf. XXI, Fig. 4, zeigt den Beginn der bleibenden Einbiegungen bei  $\sigma_4 = 1,2 \text{ t/cm}^2$ , die Proportionalitätsgrenze bei  $\sigma_4 = 1,4$ , die kritische Spannung bei  $\sigma_4 = 2,0$  und die Biegegrenze bei  $\sigma_4 = 2,0 \text{ t/cm}^2$ . Der Verlauf der Curven der totalen und der bleibenden Deformation ist sehr regelmäßig. Nach der Spannung von  $\sigma_4 = 2,2 \text{ t/cm}^2$  traten Verschiebungen der Niete an derselben Stelle, wie bei dem vorigen Versuche in Erscheinung. Die Ursache ist dieselbe, wie dort.

Bei einer Spannung von  $\sigma_4 = 2,8 \text{ t/cm}^2$  erfolgte der Bruch durch Zerreißen des Zuggurtes im I. Träger. Die Bruchlinie verlief im Wesentlichen gleich jener des vorigen Falles. Das Bruchgefüge zeigt Sehne, theilweise jedoch schuppiges Ansehen. Die Bruchflächen sind durchaus stark contrahirt.

Prof. Oser's Analyse ergab:

	Si %	Mn %	P %	S %	Cu %	C %
Stehblechprobe vom Ober-Gurt des ersten Faches .....	0.082	0.360	0.029	0.005	0.003	0.217
Stehblechprobe v. der Bruchstelle .....	0.069	0.411	0.017	0.003	0.003	0.155

Prof Jenny fand folgende Resultate:

	Elast.- Modul t/cm <sup>2</sup>	Elast. Grenze t/cm <sup>2</sup>	Zug- festig- keit t/cm <sup>2</sup>	Bruch- dehnung auf 200 mm %
Stehblechprobe vom Ober-Gurt aus dem ersten Fache .....	2070	1.61	4.12	16.8
Stehblechprobe v. der Bruchstelle .....	1952	2.34	4.00	20.0
Winkleisenprobe vom Ober-Gurt aus dem letzten Fache .....	2020	1.44	4.21	27.2
Winkleisenprobe v. der Bruchst. ....	1996	1.86	4.47	23.0

Hiernach ist die durchschnittliche Zugfestigkeit:

$$B = 4,2 \text{ t/cm}^2.$$

Der Bruch trat ein bei  $\sigma_4 = 2,76 \text{ t/cm}^2$ , das ist bei  $A = 24,2$  ton., also ist  $\sigma_4' = 3,05 \text{ t/cm}^2$  u.  $\frac{\sigma_4'}{B} = 0,73$  od. 73%.

### 4. Versuch am 14. Februar 1889.

Trägerpaar aus Martin-Flusseisen von Witkowitz.

Die bleibenden Einsenkungen wurden bei einer Spannung  $\sigma_4 = 1,2 \text{ t/cm}^2$  zuerst wahrgenommen und gemessen. Die Proportionalitätsgrenze wurde bei  $\sigma_4 = 2,0$ , die kritische Spannung mit  $\sigma_4 = 2,6$  und die Biegegrenze bei  $\sigma_4 = 2,8 \text{ t/cm}^2$  bestimmt.

Die Curve der bleibenden Einsenkungen hält sich ziemlich steil; auch nachdem die kritische Spannung überschritten ist.

Der Bruch trat bei einer Spannung von  $\sigma_4 = 3,5 \text{ t/cm}^2$  im I. Träger ein. Die Bruchlinie zeigt denselben Verlauf, wie bei dem zweiten Versuche.

Das Stehblech hat mehrfache, starke Contractionen angenommen und weist ein gleichmäßiges Gefüge, milde, beginnende Sehnenbildung auf. Das Bruchgefüge der Gurtwinkel zeigt durchaus feines, stahlartiges Korn; Contractionen waren fast gar nicht vorhanden, die Bruchflächen waren fast genau eben.

Resultate der chemischen Analyse des Hrn. Prof. Oser:

	Si %	Mn %	P %	S %	Cu %	C %
Stehblechprobe vom Ober-Gurt, erstes Fach .....	0.017	0.430	0.029	0.035	0.12	0.137
Stehblechprobe vom Ober-Gurt an der Bruchstelle .....	0.025	0.482	0.027	0.029	0.124	0.158

Resultate der Festigkeits-Untersuchung von Hrn. Prof. Jenny:

	Elast.- Modul t/cm <sup>2</sup>	Elast. Grenze t/cm <sup>2</sup>	Zug- festig- keit t/cm <sup>2</sup>	Bruch- dehnung auf 200 mm %
Stehblechprobe vom Ober-Gurt, erstes Fach .....	1970	2.08	4.48	25.3
Stehblechprobe vom Ober-Gurt an der Bruchstelle .....	2030	2.52	4.51	23.0
Winkleisenprobe vom Ober-Gurt, erstes Fach .....	2080	1.8	4.85	28.0
Winkleisenprobe v. der Bruchst. ....	2030	2.73	4.81	23.5

Die durchschnittliche Zugfestigkeit beträgt daher:

$$B = 4,66 \text{ t/cm}^2.$$

Da der Bruch des einen Trägers bei  $\sigma_4 = 3,5 \text{ t/cm}^2$ , d. i. bei  $A = 31,85$  Tonnen eintrat, so berechnet sich die Spannung des gefährlichen Querschnittes mit

$$\sigma_4' = 3,92 \text{ t/cm}^2;$$

es ist daher

$$\frac{\sigma_4'}{B} = 0,84 \text{ oder } 84\%.$$

Das Material der Gurtwinkel war entschieden härter als das des Stehbleches. Man konnte im Umkreise der Niete die bekannten Trajectorien-ähnlichen Curven wahrnehmen, welche als Folge des Durchstanzens der Nietlöcher, namentlich bei härteren Flusseisen-Materialien, oft in Erscheinung treten.

5. Versuch am 18. Februar 1889.

Trägerpaar aus Martin-Flusseisen von Donawitz.

Das Diagramm Fig. 1 auf Taf. XXII zeigt den Beginn der bleibenden Einsenkungen bei  $\sigma_4 = 1,0 \text{ t/cm}^2$ . Die Proportionalitätsgrenze lag bei  $\sigma_4 = 1,8$ , die kritische Spannung bei  $\sigma_4 = 2,2$  und die Biegegrenze bei  $\sigma_4 = 2,6 \text{ t/cm}^2$ .

Bei einer Spannung  $\sigma_4 = 3,06 \text{ t/cm}^2$  erfolgte der Bruch im Träger II. Der I. Träger erlitt hiebei einen Anriss im Stehbleche. Die Bruchlinie wie im vorigen Falle. Das Bruchgefüge ist milde, fast feinsehnig; hie und da sind sehr feine Blasen zu erkennen. Die Bruchflächen zeigen überall starke Quercontractionen.

Nietverschiebungen wurden auch hier, wie beim zweiten Versuche beobachtet und sind so wie dort zu beurtheilen.

Resultate der chemischen Analyse (Prof. Oser):

	Si %	Mn %	P %	S %	Cu %	C %
Stehblechprobe vom Ober-Gurt, erstes Fach .....	0.014	0.289	0.065	0.046	0.007	0.052
Stehblechprobe vom Ober-Gurt an der Bruchstelle .....	0.016	0.301	0.073	0.054	0.007	0.053

Resultate der Festigkeits-Untersuchung (Prof. Jenny):

	Elast.- Modul t/cm <sup>2</sup>	Elast. Grenze t/cm <sup>2</sup>	Zug- festig- keit t/cm <sup>2</sup>	Bruch- dehnung auf 200 mm %
Stehblechprobe vom Ober-Gurt, erstes Fach .....	1990	2.31	3.76	28.3
Stehblechprobe vom Ober-Gurt an der Bruchstelle .....	1950	2.40	3.84	25.8
Winkelisenprobe vom Ober-Gurt, letztes Fach .....	2000	2.10	4.01	27.3
Winkelisenprobe v. der Bruchst.	2000	2.10	3.90	29.5

Hiernach ergibt sich die durchschnittliche Zugfestigkeit  $B = 3,88 \text{ t/cm}^2$  Bruch bei  $\sigma_4 = 3,06 \text{ t/cm}^2$ , d. i. für  $A = 27,76 \text{ t}$ . Es berechnet sich  $\sigma_4' = 3,48 \text{ t/cm}^2$ ; daher:

$$\frac{\sigma_4'}{B} = 0,897 \text{ oder } 89,7\%.$$

Eingeschalteter Versuch am 2. März 1889.

Um den Einfluss der Verbindung der Diagonalen in ihrem Kreuzungspunkte durch den Versuch zu erweisen, wurde dieser besondere Versuch eingeschaltet, für welchen ein Trägerpaar zusammengestellt wurde aus einem Träger von Witkowitz (vom Versuche IV) und aus einem solchen von Donawitz (vom Versuche V).

Diese Träger waren bereits bei den erwähnten früheren Versuchen in Verwendung und wurden für den neuen Versuch entsprechend hergerichtet und in der Trägermitte mittelst Laschenblechen beiderseits verstärkt. Während in allen Fächern mit Ausnahme des ersten Faches eines jeden Trägers die Diagonalen in ihren Kreuzungspunkten wie sonst vernietet waren, blieben an diesen Stellen des ersten Faches die Diagonalen unverbunden.

Als die Spannung  $\sigma_4 = 2,4 \text{ t/cm}^2$  erreicht wurde, riss genau in der Trägermitte der eine Gurtwinkel im Zuggurte des zweiten Trägers (Donawitz).

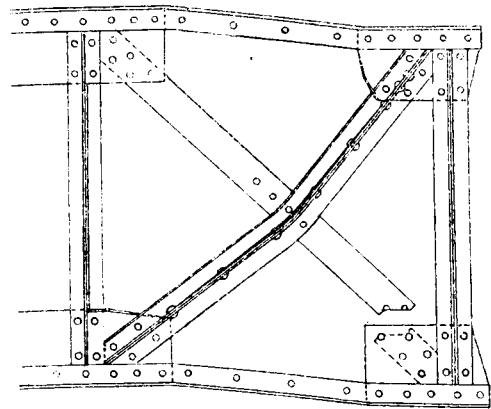


Fig. 26.

Die Bruchfläche war völlig eben, ohne jede Contraction und von feinem, stahlartigem Gefüge. Bei einer Spannung zwischen  $\sigma_4 = 3,0$  bis  $3,2 \text{ t/cm}^2$ , d. i. für  $A = 27,2$  und  $29,1$  Ton. waren die unverbunden gebliebenen Druckdiagonalen schon ausserordentlich stark seitlich, normal zur Trägerebene, ausgebogen, so dass deren Widerstand kaum mehr in Betracht kommen konnte, weshalb auch die Zug-Diagonale des II. Trägers (Donawitz) plötzlich abgerissen wurde. Fig. 26 gibt eine Darstellung des deformierten Faches.

Die Bruchlinie durchsetzt die beiden dem Rande des Knotenbleches nächstgelegenen Nietlöcher der Diagonalen; zwischen Loch- und Stabrand waren starke Contractionen ausgebildet und das Bruchgefüge daselbst hatte mildes, bis feinsehniges Gefüge. Zwischen den beiden Nietlöchern — in einer Richtung von fast  $45^\circ$  gegen die Achse der Diagonale — erschien die Bruchfläche glatt, so dass daselbst der Bruch durch Abschieben erfolgt ist.

Nahe dem einen Nietloche war das Bruchgefüge feinkörnig und glänzend.

Die übrigen, verbundenen Diagonalen zeigten während des Versuches nur geringe seitliche Ausbiegungen, wie bei den vorigen Versuchen.

Ausser dem oben erwähnten Bruche des einen Gurtwinkels wurde an den Gurtungen keine weitere Brucherscheinung oder Verschiebung wahrgenommen.



## 6. Versuch am 30. September 1889.

Trägerpaar aus Martin-Flusseisen von Teschen.

(Minder sorgfältige Anarbeitung.)

Diagramm Fig. 5, Taf. XXI, zeigt den Beginn der bleibenden Deformation bei  $\sigma_4 = 0,8 \text{ t/cm}^2$ ; die Proportionalitätsgrenze lag bei  $\sigma_4 = 1,6$ , die kritische Spannung bei  $\sigma_4 = 2,0$  und die Biegegrenze bei  $\sigma_4 = 2,2 \text{ t/cm}^2$ . Der Bruch trat im Zuggurt des ersten Trägers bei  $\sigma_4 = 2,8 \text{ t/cm}^2$  ein.

Die Bruchlinie nahm denselben Verlauf, wie bei den Trägern aus Martin-Flusseisen der früheren Versuche.

An der Bruchstelle sind starke Quercontractionen ausgebildet. Die Form der Bruchfläche zeigt die den stark fließenden Materialien eigenthümlichen vertieften Längsmittelfurchen und correspondirend damit den scharf ausgebildeten Grat des zweiten Theils. Das Bruchaussehen ist sehr gleichmäßig, rein, milde bis feinsehnig. Während des ganzen Verlaufs dieses Versuches war oft starkes Knistern, mitunter selbst knallartiges Geräusch hörbar.

Resultate der chemischen Analyse (Prof. Oser).

	Si %	Mn %	P %	S %	Cu %	C %
Stehblechprobe vom Auflager ..	0.058	0.232	0.039	0.031	0.152	0.097
" v. der Bruchstelle	0.041	0.287	0.040	0.021	0.149	0.090
Winkelisenprobe vom Auflager	0.006	0.256	0.025	0.029	0.167	0.116
" v. der Bruchst.	0.014	0.215	0.030	0.037	0.166	0.149
Im Mittel .....	0.030	0.248	0.033	0.029	0.159	0.113

Resultate der Festigkeits - Untersuchung (Herr Prof. Böck):

	Elast.- Modul t/cm <sup>2</sup>	Elast. Grenze t/cm <sup>2</sup>	Zug- festig- keit t/cm <sup>2</sup>	Bruch- dehnung auf 200 mm %
Stehblechprobe vom Auflager ..	2000	2.02	3.82	30.75
" v. der Bruchstelle	2070	1.70	4.05	31.75
Winkelisenprobe vom Auflager	2090	1.73	3.56	21.25
" v. der Bruchst.	1920	1.44	3.91	26.5

Die durchschnittliche Zugfestigkeit beträgt:  
 $B = 3,83 \text{ t/cm}^2$  Bruch bei  $\sigma_4 = 2,8 \text{ t/cm}^2$ , d. i. f.  $A = 25,34 \text{ T}$ .

Daher  $\sigma_4' = 3,18 \text{ t/cm}^2$  und

$$\frac{\sigma_4'}{B} = 0,83 \text{ oder } 83\%.$$

## 7. Versuch am 3. October 1889.

Trägerpaar aus Martin-Flusseisen von Teschen. (Taf. XXI, Fig. 6.)

(Sorgfältige Anarbeitung.)

Die bleibenden Durchbiegungen treten bereits bei einer Spannung von  $\sigma_4 = 0,6 \text{ t/cm}^2$  in Erscheinung. Die Diagramm-Curven sind sehr regelmäßig gestaltet.

Die Proportionalitätsgrenze liegt bei  $\sigma_4 = 1,8 \text{ t/cm}^2$ , die kritische Spannung bei  $\sigma_4 = 2,2$ , die Biegegrenze bei  $\sigma_4 = 2,6 \text{ t/cm}^2$ .

Der Zuggurt des Trägers II brach bei einer Spannung  $\sigma_4 = 3,3 \text{ t/cm}^2$  unter Einfluss der „elastischen Nachwirkung“ sanft und ohne Geräusch.

Bruchlinie, Gestalt der Bruchflächen und das Bruchgefüge stimmen mit dem vorigen Ergebnis überein.

Bei  $\sigma_4 = 2,4 \text{ t/cm}^2$  waren Verschiebungen der Niete wie beim zweiten Versuche bemerkbar.

Resultate der chemischen Analyse (Prof. Donath):

	Si %	Mn %	P %	S %	Cu %	C %
Stehblechprobe vom Auflager ..	0.036	0.285	0.038	0.008	0.024	0.077
" v. der Bruchstelle	0.011	0.465	0.044	0.025	0.183	0.174
Winkelisenprobe vom Auflager	0.011	0.355	0.087	0.027	0.116	0.152
" v. der Bruchst.	0.028	0.365	0.119	0.011	0.060	0.096
Im Mittel .....	0.034	0.368	0.072	0.023	0.096	0.125

Resultate der Festigkeitsuntersuchung (Prof. Böck):

	Elast.- Modul t/cm <sup>2</sup>	Elast. Grenze t/cm <sup>2</sup>	Zug- festig- keit t/cm <sup>2</sup>	Bruch- dehnung auf 200 mm %
Stehblechprobe vom Auflager ..	2000	1.94	3.65	9.75
" v. der Bruchstelle	2220	1.47	4.31	26.7
Winkelisenprobe vom Auflager	2200	1.64	3.79	32.25
" v. der Bruchst.	2270	1.43	3.75	25.95

Hiernach beträgt die durchschnittliche Zugfestigkeit:

$$B = 3,875 \text{ t/cm}^2.$$

Die Bruchspannung  $\sigma_4 = 3,3 \text{ t/cm}^2$ , d. i. für  $A = 30\text{t}$ , daher

$$\sigma_4' = 3,76 \text{ t/cm}^2 \text{ und } \frac{\sigma_4'}{B} = 0,97 \text{ oder } 97\%.$$

Die sehr geringe Bruchdehnung (9,75%), welche die Stehblechprobe vom Auflager ergab, dürfte von dem verhältnismäßig hohen Gehalt an Si (0,086%) herrühren.

Es ist bemerkenswert, dass trotz der Ungleichmäßigkeit des Materials hinsichtlich der fremden chemischen Beimengungen und der damit im Zusammenhange stehenden elastischen Ungleichmäßigkeit (der Elasticitätscoefficient zeigt Unterschiede von 10 bis 13,5 Percent), die Träger dennoch ein so vorzügliches Verhalten bewiesen. Es ist, im Hinblick auf das aus derselben Hütte stammende, gleichmäßigere und daher jedenfalls bessere Material der Träger des vorigen Versuchs, offenbar, dass durch die vorzügliche Anarbeitung nicht nur die Leistungsfähigkeit der Construction bedeutend erhöht, sondern auch die Mängel des Materials unschädlich gemacht wurden.

## 8. Versuch am 7. October 1889.

Trägerpaar aus böhmischem Schweisseisen von Kladno. (Taf. XXI, Fig. 7.)

(Gewöhnliche Anarbeitung.)

Beginn der bleibenden Einsenkungen bei  $\sigma_4 = 0,6 \text{ t/cm}^2$ , Proportionalitätsgrenze  $\sigma_4 = 1,8$ , kritische Span-

nung und Biegegrenze  $\sigma_4 = 2,2 \text{ t/cm}^2$ . Bei  $\sigma_4 = 2,8 \text{ t/cm}^2$  trat der Bruch im Zuggurte des ersten Trägers ein.

Die Bruchlinie befand sich in der Mitte des mittleren Knotenpunktes.

Das Bruchgefüge zeigt kurze Sehne und ist stellenweise schuppig.

Contraction ist nur sehr gering ausgebildet.

Resultate der chemischen Analyse (Prof. Oser):

	Si %	Mn %	P %	S %	Cu %	C %
Stehblechprobe vom Auflager ..	0.064	0.196	0.036	0.008	0.017	0.101
" v. der Bruchstelle	0.057	0.173	0.044	0.007	0.015	0.052
Winkleisenprobe vom Auflager	0.073	0.218	0.145	0.009	0.069	0.104
" v. der Bruchst.	0.078	0.260	0.226	0.009	0.048	0.063
Im Mittel .....	0.065	0.212	0.120	0.008	0.037	0.040

Resultate der Festigkeitsuntersuchung (Prof. Böck):

	Elast.- Modul $\text{t/cm}^2$	Elast. Grenze $\text{t/cm}^2$	Zug- festig- keit $\text{t/cm}^2$	Bruch- dehnung auf 200 mm %
Stehblechprobe vom Auflager ..	2020	1.75	3.28	8.0
" v. der Bruchstelle	2100	1.77	3.70	8.0
Winkleisenprobe vom Auflager	2000	1.79	3.58	19.25
" v. der Bruchst.	2060	1.75	3.50	10.4

Die durchschnittliche Zugfestigkeit ist hiernach:

$$B = 3,52 \text{ t/cm}^2.$$

Die Bruchspannung  $\sigma_4 = 2,8 \text{ t/cm}^2$ , d. i. für  $A = 25.34 \text{ t}$  ergibt eine Spannung im gefährlichen Querschnitt,  $\sigma_4' = 3,19 \text{ t/cm}^2$

das Verhältnis  $\frac{\sigma_4'}{B} = 0,9$  oder 90 %.

Die Resultate der Festigkeitsuntersuchung zeigen eine sehr gute Gleichmäßigkeit des elastischen Verhaltens der verschiedenen Proben.

Auch die chemische Analyse ergab für dieses Schweisseisen bis auf den P-Gehalt eine ziemliche Gleichmäßigkeit an fremden Bestandtheilen.

Verhältnismäßig groß ist der Gehalt an P u. Si, wodurch vermutlich die geringen Bruchdehnungen bewirkt wurden.

9. Versuch am 10. October 1889.

Vollwandige Träger aus Martin-Flusseisen von Donawitz.

Diagramm Fig. 3, Taf. XXII, zeigt den Beginn der bleibenden Einsenkungen bei  $\sigma_4 = 0,6 \text{ t/cm}^2$ . Die Proportionalitätsgrenze lag bei  $\sigma_4 = 2,2 \text{ t/cm}^2$ , die kritische Spannung bei 2.6 und die Biegegrenze bei  $\sigma_4 = 2,8 \text{ t/cm}^2$ . Nachdem die Spannung im gefährlichen Querschnitt  $\sigma = 3 \text{ t/cm}^2$  überschritten hatte, begannen an den Druckgurten beider Träger linksseitig der Mitte Knickungserscheinungen bemerkbar zu werden.

Als die Spannung  $\sigma$  etwa  $3,2 \text{ t/cm}^2$  erreichte, trat ein allmähiges, jedoch vollständiges Einknicken — jedoch ohne Bruch — ein.

Die Ausdehnung der Einknickungserscheinung war jedoch beschränkt auf die Gurtstrecke zwischen Trägermitte und der dieser zunächst befindlichen Vertikalsteife. Die größte Deformation entwickelte sich an den Enden der äussersten Gurtlamelle, wo auch der gefährliche Querschnitt lag. An dieser Stelle waren die Gurtlamellen, besonders aber die Gurtwinkel so stark zusammengeklappt und verbogen, als ob sie aus Blei beständen. Trotzdem war nirgends die Spur eines Einrisses zu entdecken.

An den Orten der Einknickung waren die Stehbleche aus der vertikalen Trägerebene herausgebogen und am Einknicken der Gurte beteiligt.

Wäre die äusserste (2.) Gurtlamelle nicht in der Mitte zwischen dem Mittelständer und dem nächsten Ständer abgesetzt, sondern bis zu diesem Ständer verlängert worden, so wäre damit wahrscheinlich eine noch größere Widerstandsfähigkeit des Trägers erreicht worden.

Es ist noch zu bemerken, dass während der verschiedenen Belastungen auch die Ausbauchungen der Blechwände beobachtet wurden. Es fand sich, dass bei  $\sigma = 3,0 \text{ t/cm}^2$  die größten Ausbauchungen der mittleren Felder 5,3 mm betrugen.

Das Verhalten des Materials, sowie auch der Tragconstruction selbst, war ein durchaus vorzügliches. Das Ergebnis dieses Versuchs lehrt jedoch, dass bei weichem, zähem Material insbesondere der Knickungswiderstand der Druckgurte durch constructive Anordnungen thunlichst zu erhöhen und den Druckgurten eine entsprechend große seitliche Steifigkeit zu geben sei.

Resultate der chemischen Analyse (Prof. Donath):

	Si %	Mn %	P %	S %	Cu %	C %
Stehblech nahe der Einknickung	0.038	0.389	0.030	0.021	0.005	0.183
Unt. Gurtlamelle nahe d. Einknick.	0.009	0.322	0.079	0.062	0.004	0.170
Winkleisen nahe der Einknickung	0.015	0.348	0.034	0.038	0.007	0.125
Im Mittel .....	0.020	0.353	0.048	0.038	0.005	0.159

Resultate der Festigkeitsuntersuchung (Prof. Böck):

	Elast.- Modul $\text{t/cm}^2$	Elast. Grenze $\text{t/cm}^2$	Zug- festig- keit $\text{t/cm}^2$	Bruch- dehnung auf 200 mm %
Stehblech nahe der Einknickung	2160	1.52	4.13	13.5
2. Gurtlamelle nahe d. Einknick.	2190	1.83	3.99	23.75
Winkleisen nahe der Einknickung	2000	1.58	3.54	34.5

Die durchschnittliche Zugfestigkeit ergibt sich mit:

$$B = 3,88 \text{ t/cm}^2.$$

Die ausserordentliche Zähigkeit des Materials der Gurtwinkel ist aus der Bruchdehnung von 34,5 Procent ersichtlich.

10. Versuch am 14. October 1889.

Blechträgerpaar, aus einer alten, schweisseisernen Brücke hergestellt.

Die Träger der alten Brücke wurden im Jahre 1874 aus Judenburger Blechen und Witkowitz Flach- und Winkeleisen gebaut. Diese Brücke stand während eines Jahres als Provisorium im Zuge einer mit Locomotiven betriebenen Transportbahn in Benützung. Die Brückenträger lagen dann während 14 Jahren im Bauhofe der Bauunternehmung und wurde für deren Erhaltung keine Sorge getragen. Auch auf die Herstellung derselben, als eines Provisoriums von voraussichtlich nur kurzer Dienstzeit, war keine besondere Sorgfalt verwendet worden.

Das Diagramm Fig. 4, Taf. XXII, zeigt das Verhalten der Träger während der Belastungsversuche. Bei  $\sigma = 0,6 \text{ t/cm}^2$  im gefährlichen Querschnitte, d. i. in der Mitte der Träger, wurden bereits bleibende Einsenkungen gemessen. Die Proportionalitätsgrenze, die kritische Spannung und die Biegegrenze fallen fast zusammen und es ist hierfür  $\sigma = 2,2$  bis  $2,4 \text{ t/cm}^2$ . Bei  $\sigma = 3,0 \text{ t/cm}^2$  brach der Träger I plötzlich und unter starkem Knalle.

Die Bruchlinie durchsetzt in der Trägermitte die drei Gurtlamellen und beide Winkeleisen des Zuggurtes und die einseitige Decklasche des Stehblechstoßes.

Das Bruchgefüge zeigt kurze Sehne und lässt stellenweise mangelhafte Schweissung erkennen.

Im Allgemeinen verhielten sich diese Träger ziemlich gut.

### Einige Ergebnisse der Messung von Längenänderungen einzelner Constructionstheile.

Zur Messung der Längenänderung einzelner Constructionstheile unter verschiedenen Belastungen wurden Fränkelsche Dehnungszeichner benützt.

Bezeichnet:

$\lambda$  die Länge des Stabtheiles, dessen Verlängerung oder Verkürzung gemessen werden soll;

$n$  die die Längenänderung anzeigende Ordinate des Dehnungszeichner-Diagrammes, und

$\alpha$  das Uebersetzungs-Verhältnis des Dehnungszeichners,

so ist die Längenänderung  $\Delta\lambda = \frac{n}{\alpha}$  und da innerhalb der Proportionalitätsgrenze:  $\Delta\lambda = \frac{\sigma}{E} \lambda$ , erhält man die Spannung:  $\sigma = \frac{n \cdot E}{\alpha \lambda}$

Bei dem Dehnungszeichner des Verf. ist  $\alpha = 162$ , so dass mit  $E = 2000 \text{ t/cm}^2$

$$\sigma = 12,35 \frac{n}{\lambda} \text{ t/cm}^2$$

sich ergibt.

Die Verhältnisse der Versuchsträger gestatteten nicht, dass je zwei Dehnungszeichner gegenüberliegend an ein und demselben Constructionsgliede angebracht werden konnten, wie es sein soll, wenn die Spannungen und deren

Vertheilung in dem betrachteten Stabtheile sicher erhoben werden sollen.

Man musste im vorliegenden Falle daher auch auf die bei genauen Messungen unumgänglich nothwendige Controle durch einen zweiten Dehnungsmesser verzichten. Die erhaltenen Angaben liefern nur Anhaltspunkte über die Größe der Längenänderung, bezw. der Spannung jenes Längstreifens, über welchen der Dehnungszeichner jeweils gespannt war.

1. Obergurt  $O_4$  bei Vers. 4 an einem Fachwerkträger aus Martin-Flusseisen von Witkowitz.

Der Dehnungszeichner erfasste den mittleren Theil des Obergurtes  $O_4$  in der Länge  $\lambda = 687,5 \text{ mm}$  und war angebracht an dem äusseren horizontalen Schenkel des Gurtwinkels, so dass dessen Angaben auf diesen Theil des Gurtes sich beziehen.

Bei Belastungs-Intervallen, welche den folgenden rechnungsmässigen specifischen Achsialspannungen  $\sigma_4$  entsprachen, wurden die zugehörigen Angaben  $n$  erhalten, und zwar bei Erhöhung der Spannung von:

$\sigma_4 = 0,4$	auf $0,6 \text{ t/cm}^2$ ,	das ist für $0,2 \text{ t/cm}^2$ :	$n = 10,7 \text{ mm}$
$\sigma_4 = 0,4$	" 0,8 "	" " "	$n = 28,7 "$
$\sigma_4 = 1,0$	" 1,2 "	" " "	$n = 12,0 "$

Hiernach ergibt sich der durchschnittliche Wert von  $n$  für je  $0,2 \text{ t/cm}^2$  specifischer Achsialspannung oder für eine Belastungszunahme von je  $\Delta A = 1,85$  Tonnen zu  $n = 12,35 \text{ mm}$ . Die diesem Werte entsprechende Spannungszunahme ist demnach:

$$\Delta\sigma = 12,35 \left( \frac{n}{\lambda} \right) = 0,230 \text{ t/cm}^2$$

d. h. die specifische Spannung des horizontalen Gurtwinkelschenkel im mittleren Theile des Obergurtes  $O_4$  betrug für die Belastungszunahme von  $\Delta A = 1,85$  Tonnen, um durchschnittlich 15 Procent mehr als die rechnungsmässige Primärspannung  $\sigma_4$ .

2. Zug-Diagonale  $X_2$  bei Vers. VI. in einem Fachwerkträger aus Martin-Flusseisen von Teschen.

Der Dehnungszeichner war im mittleren Theile der Diagonale befestigt und erfasste eine Länge derselben von  $\lambda = 697 \text{ mm}$ .

Es ergaben sich für die verschiedenen Belastungen die folgenden Werte von  $n$ :

Bei Belastung von	$A = 0$	auf	$A = 3,04$ Tonnen;	$n = 16,5 \text{ mm}$
"	"	"	$A = 4,89$	" $n = 20,7$ "
"	"	"	$A = 6,74$	" $n = 23,3$ "
" Entlastung	" $A = 6,74$	"	$A = 0$	" $n = 21,5$ "
" Belastung	" $A = 0$	"	$A = 8,59$	" $n = 29,7$ "
"	" $A = 8,59$	"	$A = 10,45$	" $n = 8,5$ "
"	" $A = 0$	"	$A = 10,45$	" $n = 38,2$ "
" Entlastung	" $A = 10,45$	"	$A = 0$	" $n = 37,5$ "

Nach der Formel  $\sigma = 12,35 \left( \frac{n}{\lambda} \right)$  berechnen sich die den obigen Belastungen und Angaben  $n$  entsprechenden Werte von  $\sigma$  mit Folgendem:

Bei Belastung von $A = 0$	auf $A = 3,04$ Tonnen;	$\sigma = 0,292$ t/cm <sup>2</sup>
" " " $A = 0$	" $A = 4,89$ "	$\sigma = 0,366$ "
" " " $A = 0$	" $A = 6,74$ "	$\sigma = 0,412$ "
" " " $A = 0$	" $A = 8,59$ "	$\sigma = 0,526$ "
" " " $A = 8,59$	" $A = 10,45$ "	$\sigma = 0,150$ "
" " " $A = 0$	" $A = 10,45$ "	$\sigma = 0,676$ "

Man erkennt, dass die Spannungen  $\sigma$  nicht mit  $A$  proportional wachsen, so zwar, dass bei constantem Anwachsen der  $A$  um je 1,85 Tonnen die Zunahme der Spannungen  $\sigma$  aufeinander folgend beträgt:

$$\Delta \sigma = 0,074, 0,046, 0,114, 0,150 \text{ t/cm}^2$$

Die Ursache dieser Erscheinung dürfte darin liegen, dass bei den höheren Belastungen die Druckstreben durch seitliches Ausbiegen etwas nachgeben, wodurch auf die Zug- Diagonalen ein verhältnismäßig größerer Antheil an Uebertragung der Transversalkräfte entfällt.

Zum Vergleiche der soeben erhaltenen Spannungen mit den Resultaten der genauen Berechnung möge das Folgende dienen.

Für die Spannung der untersuchten Diagonale unter Wirkung des Eigengewichtes und der am Trägerende angreifenden Last ( $A + G$ ) ergeben die oben (S. 79 und 80) geführten Berechnungen:

$$X_2 = 0,177 + 0,594 (A + G) \text{ mit } G = 0,17 \text{ Tonnen ist:}$$

$$X_2 = 0,218 + 0,594 A \text{ Tonnen.}$$

Die Diagonalen erhielten den Querschnitt  $110 \times 8$ , das ist  $f = 8,8 \text{ cm}^2$  Brutto. Hiernach ist

$$\sigma = \frac{X_2}{f} = 0,0316 + 0,0675 A \text{ t/cm}^2$$

Dies gibt für:

$A = 3,04$ Tonnen;	$\sigma = 0,237$ t/cm <sup>2</sup>
$A = 4,89$ "	$\sigma = 0,362$ "
$A = 6,74$ "	$\sigma = 0,487$ "
$A = 8,59$ "	$\sigma = 0,611$ "
$A = 10,45$ "	$\sigma = 0,737$ "

In nachstehender Zusammenstellung sind diese Werte und die aus den Angaben des Dehnungszeichners abgeleiteten nebeneinander gestellt.

A Tonnen	$\sigma = \frac{X_2}{f} \text{ t/cm}^2$		Differenz t/cm <sup>2</sup>
	Berechnet	Nach Dehnungs- zeichner	
3.04	0.237	0.292	-0.055
4.89	0.362	0.366	-0.004
6.74	0.487	0.397	+0.090
8.59	0.611	0.526	+0.085
10.45	0.737	0.676	+0.061

3. Druck-Diagonale  $D_1$  eines Fachwerkträgers aus Martin-Flusseisen von Witkowitz, bei einem eingeschalteten Versuche, wo die Verbindungsniete an der Kreuzungsstelle der Diagonalen entfernt wurden.

Der Dehnungszeichner war an einem parallel zur Trägerebene gelegenen Schenkel des Winkeleisens der Druck-Diagonale befestigt und erfasste den mittleren Theil der Diagonale in der Länge  $\lambda = 696,5 \text{ mm}$ .

Es ergaben sich bei den verschiedenen Belastungen die folgenden Werte von  $n$ :

Bei Belastung von $A = 0$	auf $A = 3,04$ t;	$n = 11,5 \text{ mm}$
" Entlastung "	$A = 3,04$ "	$A = 0 \text{ t}$ $n = 12,5 \text{ mm}$
" Belastung "	$A = 0$ "	$A = 3,04 \text{ t}$ $n = 13,0 \text{ mm}$
" Entlastung "	$A = 3,04$ "	$A = 0 \text{ t}$ $n = 14,5 \text{ mm}$
" Belastung "	$A = 0$ "	$A = 4,89 \text{ t}$ $n = 19,5 \text{ mm}$
" " "	$A = 0$ "	$A = 8,59 \text{ t}$ $n = 30,5 \text{ mm}$
" Entlastung "	$A = 8,59$ "	$A = 0 \text{ t}$ $n = 33,5 \text{ mm}$
" Belastung "	$A = 0$ "	$A = 10,45 \text{ t}$ $n = 39,0 \text{ mm}$

Nach Formel  $\sigma = 12,35 \left( \frac{n}{\lambda} \right)$  berechnet sich

für $A = 0$ auf $A = 3,04$ t;	$\sigma = 0,228$ t/cm <sup>2</sup>
" $A = 0$ " $A = 4,89$ t;	$\sigma = 0,345$ "
" $A = 0$ " $A = 8,59$ t;	$\sigma = 0,567$ "
" $A = 0$ " $A = 10,45$ t;	$\sigma = 0,691$ "

Die genaue Berechnung der Achsialspannung dieser Druckdiagonale ( $D_1$ ) ergab:

$$D_1 = - [0,264 + 0,917 (A + G)].$$

Wenn noch beachtet wird, dass im entlasteten Zustande des Trägers dieser auf seinen beiden Enden aufruhrt, die Druckdiagonalen daher jetzt Zugspannungen erhalten und dass der Dehnungszeichner in diesem Zustande des Trägers befestigt wurde, so kommt bei Bemessung der Längenänderung dieses Stabes noch jene Verkürzung desselben hinzu, welche sich aus dem Uebergange der Zugspannung in die Spannung Null ergibt.

Die achsiale Zugspannung der Diagonale  $D_1$  in dem erwähnten Zustande des Trägers wurde mit  $D_1 = +1,05 \text{ t}$  berechnet. Für die totale Längenänderung derselben beim Uebergange aus dem entlasteten Zustande in jenen der Probelastung ist daher die gesammte achsiale Spannung in Rechnung zu ziehen und wir erhalten mit  $G = 0,17 \text{ Ton.}$

$$D_1 = (1,45 + 0,917 A) \text{ Tonnen.}$$

Mit dem Querschnitte  $\varphi = 17,92 \text{ cm}^2$  ist die spezifische Achsialspannung:

$$\sigma = \frac{D_1}{\varphi} = - (0,080 + 0,051 A) \text{ t/cm}^2.$$

Hiernach berechnet sich:

für $A = 3,04 \text{ t}$ ;	$\sigma = -0,235$ t/cm <sup>2</sup>
" $A = 4,89 \text{ t}$ ;	$\sigma = -0,329$ "
" $A = 8,59 \text{ t}$ ;	$\sigma = -0,518$ "
" $A = 10,45 \text{ t}$ ;	$\sigma = -0,613$ "

In der nachfolgenden Zusammenstellung sind zum Vergleiche die nach Angaben des Dehnungszeichners ermittelten und die berechneten Spannungen angegeben.

A Tonnen	$\sigma = \frac{D_1}{\varphi} \text{ t/cm}^2$		Differenz t/cm <sup>2</sup>
	Berechnet	Nach Dehnungs- zeichner	
3.04	-0.235	-0.228	-0.007
4.89	-0.329	-0.345	+0.016
8.59	-0.518	-0.567	+0.049
10.45	-0.613	-0.691	+0.078

Es ist zu beachten, dass in Folge der excentrischen Befestigungen der Streben diese auch auf Biegung, daher auf zusammengesetzte Festigkeit beansprucht werden, wodurch bei größer werdenden Belastungen der Einfluss der

seitlichen Ausbiegungen zur Geltung gelangt. Aus der Columne der Differenzen zwischen den berechneten specif. Achsialspannungen und den Spannungen am untersuchten Winkeleisenschenkel ist die Größe des mit der Belastung zunehmenden Einflusses der Biegung ersichtlich.

#### 4. Obergurt des Vollwand-Trägers aus Martin-Flusseisen von Donawitz.

Der Dehnungszeichner war über der Trägermitte an den äusseren horizontalen Gurtungsflanschen des Zuggurtes befestigt und erfasste diesen Gurttheil in einer Länge von  $\lambda = 705,0 \text{ mm}$  derart, dass von der Trägermitte aus beiderseits die gleichen Längen  $\frac{\lambda}{2} = 352,5 \text{ mm}$  in Betracht standen.

Bei den verschiedenen Belastungen ergaben sich die folgenden Resultate:

Bei Belastung von $A = 0$	auf $A = 2,11 \text{ t}$	$n = 23,0 \text{ mm}$	
„ Entlastung „ $A = 3,53$	„ $A = 0 \text{ t}$	$n = 26,2 \text{ mm}$	
„ Belastung „ $A = 0$	„ $A = 4,94 \text{ t}$	$n = 34,0 \text{ mm}$	
„ Entlastung „ $A = 4,94$	„ $A = 0 \text{ t}$	$n = 35,5 \text{ mm}$	
„ Belastung „ $A = 0$	„ $A = 4,94 \text{ t}$	$n = 33,5 \text{ mm}$	
„ Entlastung „ $A = 4,94$	„ $A = 0 \text{ t}$	$n = 33,5 \text{ mm}$	
„ Belastung „ $A = 0$	„ $A = 6,35 \text{ t}$	$n = 42,5 \text{ mm}$	
„ „ „ „ $A = 0$	„ $A = 9,23 \text{ t}$	$n = 53,0 \text{ mm}$	
			Mittel $= 34,1 \text{ mm}$

Die Längenänderungen des betrachteten Gurttheiles berechnen sich nach

$$\Delta \lambda = \frac{n}{a} = \frac{n}{162}.$$

Es ist:

für die Belastung von $A = 0$	auf $A = 2,11 \text{ t}$	$\Delta \lambda = 0,141 \text{ mm}$
„ „ Entlastung „ $A = 3,53$	„ $A = 0 \text{ t}$	$\Delta \lambda = 0,161 \text{ mm}$
„ „ Belastung „ $A = 0$	„ $A = 4,94 \text{ t}$	$\Delta \lambda = 0,210 \text{ mm}$
„ „ „ „ $A = 0$	„ $A = 6,35 \text{ t}$	$\Delta \lambda = 0,262 \text{ mm}$
„ „ „ „ $A = 0$	„ $A = 9,23 \text{ t}$	$\Delta \lambda = 0,327 \text{ mm}$

Durch Berechnung ermittelten wir die Längen-Aenderung des Gurttheiles  $\lambda$  unter einer am Trägerende an-

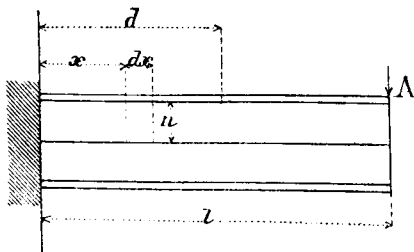


Fig. 27.

greifenden Einzelast  $A$  folgendermaßen. Bezeichnet  $\sigma$  die spec. Spannung eines Flächenelementes im Querschnitte  $x$  und in der Schichtenhöhe  $\eta$ , so ist

$$\sigma \eta = \frac{M_x \cdot \eta}{J};$$

Die Längen-Aenderung eines Elementes  $dx$  ist:

$$\Delta dx = \frac{\sigma \eta}{E} \cdot dx = \frac{M_x \eta}{EJ} dx$$

also für eine Schichtenlänge  $\lambda$ :

$$\Delta \lambda = \frac{\eta}{EJ} \int_0^\lambda M_x dx = \frac{\eta}{EJ} \int_0^\lambda A(l-x) dx$$

$$\Delta \lambda = \frac{A \cdot \eta}{EJ} \left( l\lambda - \frac{\lambda^2}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot \frac{A \eta \lambda}{EJ} (2l - \lambda)$$

beiderseits demnach die gesammte Längenänderung.

$$2 \cdot \Delta \lambda = \frac{A \eta}{EJ} \lambda (2l - \lambda).$$

Es ist insbesondere:

$$l = 500 \text{ cm}$$

$$\lambda = 35,25 \text{ cm}$$

$$\eta = 40,4 \text{ cm}$$

$$E = 2000 \text{ t/cm}^2$$

$$J = 156409 \text{ cm}^4 \text{ und somit}$$

$$2 \Delta \lambda = 0,00438 \text{ A in cm}$$

Einem Belastungszuwachs  $\Delta A = 1,41 \text{ Tonn.}$  entspricht daher eine Verlängerung:

$$2 \Delta \lambda = 0,00438 + 1,41 = 0,0062 \text{ cm} = 0,062 \text{ mm}$$

Dagegen zeigt das Resultat der Messung hiefür die Verlängerungen:

$$2 \Delta \lambda = 0,020, 0,049, 0,052 \text{ und } 0,038 \text{ mm}$$

also durchaus kleinere Werte.

Ohne den durch die Messung gefundenen absoluten Werten ein großes Gewicht beizumessen (die erste und letzte Angabe scheinen unverlässlich zu sein), ist es dennoch unverkennbar, dass die wirklichen Längen-Aenderungen und demnach auch die Spannungen kleiner gewesen sein müssen als die Berechnung ergab. Hiermit stimmt auch, dass die berechneten elastischen Durchbiegungen durchaus größer sind, als die beobachteten. Es ist zu vermuthen, dass die Reibungswiderstände der Auflager auf diese Erscheinung von Einfluss waren. Es ist in dieser Hinsicht nicht uninteressant, zu bemerken, dass bei Ausführung dieses Versuches Herr Professor Steiner, welcher diesem Versuche als Gast beiwohnte, die bei mehreren Belastungen entstandenen Neigungen des einen Trägerendes am festen Auflager mittelst einer empfindlichen Libelle beobachtete.

Er fand die folgenden Ausschläge der Libellenblase: bei Belastung von:

$A = 7,8 \text{ t}$	auf $A = 9,23 \text{ t}$	mit 72 bis 73 Theilstrichen
$A = 9,23 \text{ t}$	„ $A = 10,64 \text{ t}$	„ 52 „
$A = 12,05 \text{ t}$	„ $A = 13,47 \text{ t}$	„ 35 bis 40 „

Hierauf wurden die Zapfenlager frisch geschmiert und es ergaben sich weiter die Ausschläge nunmehr bei Belastung von:

$A = 13,47 \text{ t}$	auf $A = 14,92 \text{ t}$	mit 61 Theilstrichen
$A = 14,92 \text{ t}$	„ $A = 16,34 \text{ t}$	„ 64 „

(NB. die Schwankungen der Blase während des Balancirens des Hebels in der Gleichgewichtslage betrugen 4 bis 5 Theilstriche.)

Der Einfluss der verminderten Reibung ist sonach in die Augen fallend. Der Wert eines Theilstriches war nach Angabe Professor Steiners  $\omega = 2,327 \text{ Secunden.}$

Wenn wir demnach für die Belastungs-Zunahme  $\Delta A = 1,42 \text{ t}$  der letzten Beobachtung den Zuwachs des Neigungswinkels der Tgte. am Trägerende berechnen, so ergibt sich hiefür:

$$\Delta \varphi'' = 64 \times 2,327 = 148,928'' = 2,482' = 2' 29''.$$

Für eine am Trägerende angreifende Einzelast  $A$  ist die Tgte. des Neigungswinkels am Trägerende:

$$\varphi = \frac{1}{2} \cdot \frac{A l^2}{EJ}$$

Mit  $l = 500 \text{ cm}$

$J_m = 131750 \text{ cm}^4$

$E = 2000 \text{ t/cm}^2$  erhält man

$\varphi = 0,000474 A$ , und für  $A = 1,42 \text{ Tonn.}$

$\Delta \varphi = 0,0006731$ , demnach

$\Delta \varphi'' = 0,0006731 \times 206265$

$= 138,837'' = 2' 18,6''$

### X. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen.

Der Bericht des Brückenmaterial-Comités über die Verwendung des Fluss-Eisens zu Brücken-Constructions enthält die auf diese Frage besonders bezugnehmenden wichtigen Ergebnisse und Schlussfolgerungen.

Im Nachstehenden sollen jedoch jene Ergebnisse, welche gewissermaßen nebenher bei den angestellten Versuchen, Beobachtungen und Untersuchungen gewonnen wurden, in Kurzem zusammengefasst werden.

1. Obwohl das Material der Versuchsträger im Allgemeinen nur einen sehr geringen Gesamt-Gehalt an fremden chemischen Beimengungen besass, so war dennoch der Einfluss einzelner Stoffe auf die Festigkeits-Eigenschaften deutlich bemerkbar. Der Einfluss, welchen der Kohlenstoff, der Phosphor, der Schwefel auf die Eigenschaften, insbesondere auf die Elasticität und Festigkeit des Eisens überhaupt äussern, ist bekannt. Aus dem Vergleiche der Resultate der chemischen Analysen mit den Festigkeits-Eigenschaften der zugehörigen Probestäbe scheint es, dass auch ein gewisser Gehalt an Silicium (0,07 Percent und darüber) die Dehnbarkeit und Festigkeit des Eisens erheblich zu beeinträchtigen vermag. Der nachtheilige Einfluss dieses Stoffes scheint jedoch durch etwas höheren Kohlenstoffgehalt vermindert zu werden. Die Anzahl der verfügbaren Untersuchungen ist jedoch nicht groß genug, um aus dieser Beobachtung einen sicheren Schluss zu ziehen.

Auf Grund derartiger Vergleiche erscheint es wünschenswerth, dass der Gehalt an fremden Beimengungen des weichen basischen Martin-Flusseisens, welches für die Verwendung im Brückenbau geeignet sein soll, nicht gewisse Grenzen überschreite.

Der Verf. glaubt für den zulässigen Höchstgehalt an folgenden Stoffen die nachstehende Beschränkung empfehlen zu sollen:

C	Mn	P	S	Cu	Si
%	%	%	%	%	%
0,16	0,40	0,07	0,04	0,10	0,03

2. Seit Einführung des Flussmaterials zu Constructions zwecken des Schiff- und Brückenbaues, wurden von vielen berufenen Seiten über die diesem Materiale zuträglichen Methoden der Anarbeitung und Behandlung Beobachtungen und Studien angestellt, welche zu besonderen Vorschriften geführt haben.

Die Versuche des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines haben jedoch den Beweis erbracht, dass weiches, basisches Martin-Flusseisen auch die bei uns für Schweisseisen-Constructions übliche Methode der Anarbeitung, ohne Beobachtung besonderer Vorsichtsmaßregeln, zu ertragen im Stande sei. Ja selbst in dem Falle, wo ab-

sichtlich eine minder sorgfältige Anarbeitung zur Anwendung kam, hat solches Material seine grosse Zähigkeit und Deformationsfähigkeit auch im genieteten Fachwerkträger bewahrt. Dagegen hat allerdings der Parallelversuch mit Trägern von besonders „sorgfältiger“ Ausführung (gebohrte Nietlöcher, maschinelles Nieten) bewiesen, dass die Güte der Anarbeitung die Leistungsfähigkeit der Träger, insbesondere deren plastisches Arbeitsvermögen, in hohem Grade zu steigern vermag, und dass selbst Ungleichmäßigkeiten der chemischen Zusammensetzung und der Festigkeitseigenschaften des Materiales der Constructionselemente hierdurch unschädlich gemacht werden konnten.

Hieraus ergibt sich die Folgerung, dass die beste Gewähr für die Sicherheit von Eisenconstructions, bei Voraussetzung richtiger Construction, in der Güte der Anarbeitung beruhe.

3. Für die Beurtheilung der Leistungsfähigkeit der Versuchsträger ist neben den Höhenlagen der Proportional- und der Biegegrenze, deren plastisches Arbeitsvermögen maßgebend.

Das weiche, basische Martin-Flusseisen überragt in dieser Hinsicht das Schweisseisen so beträchtlich, dass zur Erzielung gleicher Sicherheit, unter sonst gleich bleibenden Umständen, die zulässige Inanspruchnahme des weichen, basischen Martin-Flusseisens — von der Güte des Materials der Versuchsträger — entsprechend erhöht werden könnte.

4. Die Bruchversuche haben ergeben, dass der Bruch der Zuggurte immer in der Strecke der gefährlichen Querschnitte stattfand. Die Bruchlinie folgt einer Linie des kleinsten Widerstandes, indem dieselbe die einem solchen Querschnitte nächstgelegenen Nietlöcher durchsetzt, so zwar, dass in der Regel neben dem Zerreißen im Querschnitte auch ein Abschieben längs der zum Zuge schiefen Bruchflächen erfolgt.

Eine ähnliche Erscheinung wurde auch bei dem Abreißen einer Zugdiagonale beobachtet. Die Zuggurt-Strecken über den Mittelständern continuirlicher Träger und der continuirlichen Gelenkträger verhalten sich ähnlich, wie die gleichen Stellen der Versuchsträger. Die Stehbleche oder Knotenbleche an diesen Orten würden daher besonders in's Auge zu fassen und entsprechend stark zu dimensioniren sein.

5. Einseitig an die Gurte anschließende Druckstreben erreichen durch Verbindung mit den Zugdiagonalen an den Kreuzungsstellen eine wesentliche Erhöhung des Widerstandes gegen Einknickung selbst dann, wenn die Zugdiagonale im Querschnitte flach gestaltet ist.

6. Bei vollwandigen Trägern ist auf Erzielung entsprechend großer seitlicher Steifigkeit der Druckgurte zu sehen und sind zu diesem Zwecke die Druckgurtlamellen stets bis zur nächsten Vertikalsteife, wo auch die Knotenpunkte des Horizontalverbandes anschließen, fortzuführen.

7. Das Gesetz der Proportionalität zwischen Belastung und elastischer Einbiegung der Eisenträger ist bis nahe an die Bruchgrenze gültig. Durch die bleibende Deformirung erleidet das elastische Verhalten keine Einbuße. Die Elasticitätskräfte bleiben daher bis fast zum Bruche constant erhalten.

Geliefert von Kladno-Teplitz.

Geliefert von Kladno-Teplitz.												
Belastungsstufe	Inanspruchnahme 54 kg/cm <sup>2</sup>	Last auf der Waagschale		Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkte							Anmerkung
		P	C		1	2	3	4	5	6	7	
		kg										
1	400	236	—	I II	2 1.75	3 3	3.5 4	4.0 4.4	3.5 4	3 3	2 2	Nach Entlastung fand sich keine bleibende Einsenkung vor.  Bleibende Einsenkung 0.1 mm in Trägermitte. 0.3  dto.      dto.      0.6 mm      dto. 0.7 mm in Trägermitte. 0.8 { Bleibende Einsenkung 0.7 mm in Trägermitte. Die erste Druckstrebe um 4.5 mm ausgebogen. Bleibende Einsenkung 2.9 mm in Trägermitte. 5.7 { Bruch des Stehbleches bei Knotenpunkt 4 des Zuggurtes. Bleibende Einsenkung Träger I 10.6 } in Trägermitte. " II 15.2 } Die 1. Druckstrebe 5.5 mm ausgebogen. Bleibende Deformierung nach erfolgtem Bruche.
2	600	198	—	I II	1.8 2.3	4.2 4.4	5.2 5.7	6.5 6.6	5.4 5.9	3.9 4.2	2.0 2.3	
3	800	160	—	I II	2.6 3.2	5.2 5.9	7.1 7.7	8.5 9.0	7.4 7.5	5.2 5.7	2.8 3.0	
4	1000	122	—	I II				10.6 11.0				
5	1200	84	—	I II				12.2 12.8				
6	1400	46	—	I II				13.8 14.6				
7	1600	7	—	I II	6.1 6.0	9.9 10.3	13.3 14.5	15.9 16.6	13.8 14.5	9.8 10.8	5.1 5.7	
8	1800	—	151	I II				18.5 19.5				
9	2000	—	338	I II	6.2 7.1	12.3 12.7	16.3 17.8	19.5 20.6	16.9 17.9	12.2 13.5	5.3 6.6	
10	2200	—	525	I II				21.4 22.7				
11	2400	—	713	I II				25.3 29.5				
12	2600	—	900	I II	10.3 12.7	20.4 23.6	27.6 32.3	35.2 40.5	27.4 33.3	19.6 24.0	9.3 12.3	
					5.4 5.2	10.6 10.0	17.1 15.1	22.5 18.9	16.9 15.2	11.2 10.0	5.4 4.9	

## II. Versuch am 7. Februar 1889.

**Material: Martineisen.**

Geliefert von Kladno-Teplitz.

Geliefert von Kladno-Teplitz.												
1	400	236	—	I				3·5				
				II				3·7				
2	600	198	—	I	2·1	4·1	5·4	6·3	5·6	4·2	2·1	
				II	2·3	4·0	5·5	6·3	5·8	4·3	2·2	
3	800	160	—	I	3·0	5·3	7·3	8·1	7·1	5·3	2·7	
				II	2·8	5·1	7·4	8·6	7·4	5·1	2·8	
4	1000	122	—	I				9·7				
				II				10·4				
5	1200	84	—	I	3·9	7·5	10·1	11·9	10·2	7·7	4·0	
				II	4·2	7·9	10·4	12·6	10·8	7·8	4·3	
6	1400	46	—	I				14·0				
				II				14·7				
7	1600	7	—	I	5·6	10·6	14·3	16·3	14·3	10·5	5·6	
				II	5·6	10·7	14·7	17·2	15·0	10·9	5·6	
8	1800	—	151	I	6·5	11·9	16·1	18·3	16·0	12·0	6·5	
				II	6·8	13·0	17·2	20·2	17·3	12·7	6·7	

Nach der Entlastung  $\left. \begin{matrix} 0·4 \text{ mm} \\ 0·6 \text{ " } \end{matrix} \right\}$  bleibende Durchbiegung.

$\left\{ \begin{matrix} 1. \text{ Druckstrebe } 2·9 \text{ mm elastische Ausbiegung.} \\ \text{Nach der Entlastung } \left. \begin{matrix} 0·8 \text{ mm} \\ 1·4 \text{ " } \end{matrix} \right\} \text{ bleibende Durchbiegung.} \end{matrix} \right.$

$\left\{ \begin{matrix} 1. \text{ Druckstrebe } 3·9 \text{ mm elastische Ausbiegung.} \\ \text{Nach der Entlastung } \left. \begin{matrix} 1·6 \text{ mm} \\ 2·0 \text{ " } \end{matrix} \right\} \text{ bleibende Durchbiegung.} \end{matrix} \right.$

Belastungsstufe	Inanspruchnahme $\sigma_4$ kg/cm <sup>2</sup>	Last auf der Waagschale		Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkte							Anmerkung	
		P	C		1	2	3	4	5	6	7		
		kg											
9	2000	—	338	I II				20.9 22.4					1. Druckstrebe 4.5 mm elastische Durchbiegung I.
10	2200	—	525	I II	8.0 8.5	15.2 16.2	20.5 22.1	23.6 25.5	20.7 21.9	14.9 16.0	7.8 8.4	{ 1. Druckstrebe 5.2 mm elastische Ausbiegung I. Nach der Entlastung 3.5 mm } bleibende Durchbiegung 4.1 " }	
11	2400	—	713	I II				28.5 30.2				{ 1. Druckstrebe 5.9 mm Ausbiegung, 0.2 mm bleibend I. Nach der Entlastung 6.3 mm } bleibende Durchbiegung 6.9 " }	
12	2600	—	900	I II				36.8 38.8				{ 1. Druckstrebe 6.6 mm Ausbiegung, 0.5 mm bleibend I. Nach der Entlastung 12.9 mm } bleibende Durchbiegung 13.4 " }	
13	2800	—	1087	I II	14.9 16.1	28.9 30.6	41.2 43.8	50.6 52.8	40.7 43.8	28.4 30.4	14.8 15.4	{ 1. Druckstrebe 7.2 mm Ausbiegung, 0.8 mm bleibend I. Nach der Entlastung 24.9 mm } bleibende Durchbiegung 25.4 " }	
14	3000	—	1275	I II				72.3 75.8				{ 1. Druckstrebe 7.5 mm Ausbiegung, 0.9 mm bleibend I. Nach der Entlastung 44.4 mm } bleibende Durchbiegung 45.6 " }	
15	3200	—	1462	I II				87.3 90.8				{ 1. Druckstrebe 7.8 mm Ausbiegung, 1.0 mm bleibend I. Nach der Entlastung 51.9 mm } bleibende Durchbiegung 61.3 " }	
16	3400	—	1649	I II	26.6 28.2	52.2 55.7	77.1 81.2	94.7 100.5	76.5 81.5	52.6 54.9	26.7 27.5	{ Bei dem Träger II. zeigen sich bei den unteren zunächst der Verticalen gelegenen Zugstrebennieten im Stehbleche Haarrisse // zur Walzrichtung, die neben der Verticalen befindlichen Nieten sind um ca. 5 mm verschoben. Das Stehblech zeigt starke Contraction; die Einschnürungen bei den Nieten der Gurtwinkel haben sich vergrößert. Die Zugstreben in der Mitte sind ausgebogen gegen die Tragwandebene. Da die Belastungsgewichte theilweise auf einer Unterlage auflagern und nicht ganz wirkten, wurde eine theilweise Entlastung vorgenommen und das Hindernis entfernt. Beim Wiederauflagen des Gewichtes von 3200 auf 3400 kg trat der Bruch ein beim Träger II.	

## III. Versuch am 11. Februar 1889.

Geliefert von der Oesterr. Alpen Montan-Gesellschaft.

Material: Schweisseisen.

1	400	236	—	I II				4.5 5.1				
2	600	198	—	I II	2.3 2.5	4.5 4.8	6.2 6.5	6.8 7.5	6.2 6.7	4.3 4.8	2.4 2.6	
3	800	160	—	I II	3.1 3.4	5.9 6.5	8.0 8.8	8.8 9.7	7.8 8.7	6.1 6.2	3.4 3.4	
4	1000	122	—	I II				10.8 11.9				
5	1200	84	—	I II	4.6 4.9	8.3 9.1	11.8 12.4	13.0 14.6	11.5 12.8	8.3 9.6	4.7 5.0	Nach der Entlastung 1.0 mm } bleibende Biegung. 1.4 " }
6	1400	46	—	I II				15.5 17.7				dto. 1.9 " } dto. 2.2 " }
7	1600	7	—	I II	(1.1) 6.5 (1.5) 7.1	11.5 13.1	16.3 18.8	18.6 21.6	16.3 19.2	11.9 13.8	6.3 7.0	dto. 3.2 " } dto. 4.7 " }
8	1800	—	151	I II	7.2 8.5	13.1 16.4	18.8 22.5	21.3 26.2	19.3 23.2	13.7 16.9	7.5 9.3	dtv. 4.9 " } dto. 7.3 " }
9	2000	—	338	I II				28.4 33.0				dto. 8.0 " } dto. 11.0 " }
10	2200	—	525	I II	11.6 13.6	22.5 26.0	31.8 37.0	37.2 43.8	31.8 37.2	23.1 26.1	12.0 13.4	dto. 14.7 " } dto. 20.8 " }
11	2400	—	713	I II				48.0 57.6				dto. 24.0 " } dto. 32.2 " }
12	2600	—	900	I II				61.3 75.5				dto. 37.0 " } dto. 46.8 " }

1) Es zeigen sich Nietverschiebungen beim Knoten 4 (oben).

2) Die Nietverschiebungen vergrößern sich.

3) Beginn der Stehblech-Contraction oben zwischen den Gurtwinkeln.





Belastungsstufe	Inanspruchnahme $\sigma_1$  kg/cm <sup>2</sup>	Last auf der Waagschale		Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkte							Anmerkung
		P	C		1	2	3	4	5	6	7	
		kg										
8	1800	—	151	I II	(0.7) 6.7 (0.5) 6.8	(1.3) 12.6 (1.5) 13.3	(2.5) 17.8 18.0	20.2 20.8	17.5 18.1	12.9 13.2	6.7 (0.6) 7.2	1. Druckstrebe I, 5.5 Ausbiegung. Nach der Entlastung 2.8 bleibende Biegung.
9	2000	—	338	I II				23.2 23.8				1. Druckstrebe I, 6.3 Ausbiegung, 0.3 bleibend. Nach der Entlastung 4.0 bleibende Biegung.
10	2200	—	525	I II	8.8 9.3	16.9 17.8	23.7 24.6	27.5 28.3	23.5 24.3	17.3 17.5	8.9 9.3	1. Druckstrebe I, 7.2 Ausbiegung. Nach der Entlastung 6.4 bleibende Biegung.
11	2400	—	713	I II				34.8 35.4				Nach der Entlastung 12.0 bleibende Biegung.
12	2600	—	900	I II	13.6 13.8	26.5 27.3	37.8 38.6	45.8 46.4	37.9 39.0	27.1 27.4	13.8 14.5	1. Druckstrebe 8.3 Ausbiegung, 0.9 bleibend. Nach der Entlastung 20.7 bleibende Biegung. 1)
13	2800	—	1087	I II	17.6 18.1	35.0 36.1	50.3 51.9	61.5 63.5	50.8 51.7	35.3 36.2	18.0 18.6	1. Druckstrebe 9.2 Ausbiegung, 0.9 bleibend. Nach der Entlastung 35.0 bleibende Biegung.
14	3000	—	1275	I II				78.0 81.0				Nietverschiebung bei den Zugstreben am Zuggurt bei je 3 Nieten circa 2.5 mm. Beginn der Stehblecheinschnürung am Zuggurt zwischen den Gurtwinkeln, bei den 3 mittleren Nieten. Dehnung am Stehblech bei 100 mm — 2.5 mm. 1. Druckstrebe 9.4 Ausbiegung, 1.7 bleibend. Nach der Entlastung 51.1 bleibende Biegung. Die Nietverschiebung beträgt 3.5, es verschieben sich auch die mittleren Gurnieten circa 2 mm. Die Stehblechdehnung beträgt bei 100 mm 45 mm. In den Zugstrebennieten neben der Vertikalen sind starke Deformationen bemerkbar.

Der Träger I erhielt einen Anriss im Stehbleche.

Der Bruch erfolgte bei Träger II bei ca. 3060 kg/cm<sup>2</sup>. Der Träger I erhielt einen Anriss im Stehbleche.

## VI. Versuch am 30. September 1889.

Material: Martin-Flusseisen.

Fachwerk mit minder sorgfältiger Anarbeitung.

Geliefert von Teschen.

1	400	236	—	I II				4.7 5.0					
2	600	198	—	I II	2.0 2.4	4.4 4.3	5.6 6.3	6.5 6.7	6.0 6.0	4.4 4.4	2.1 2.5		
3	800	160	—	I II	2.9 2.9	5.9 5.4	7.4 8.0	8.6 8.6	7.6 7.7	5.6 5.6	2.8 3.3	Nach Entlastung 0.4 bleibende Biegung i. d. M.	
4	1000	122	—	I II				10.8 10.9					
5	1200	84	—	I II	4.7 4.2	8.3 8.6	10.9 11.6	13.0 13.0	11.2 11.5	8.2 8.3	4.3 4.8	Nach Entlastung 1.4 bleibende Biegung i. d. M.	
6	1400	46	—	I II	5.1 5.1	9.8 9.7	13.0 13.8	15.2 15.4	13.1 13.6	9.6 9.7	4.8 5.3	Ausbiegung der Druckstrebe am Träger-Ende 2.0.	
7	1600	7	—	I II	6.4 6.0	11.8 11.6	15.9 16.3	18.0 18.3	16.2 16.3	11.4 11.9	5.9 6.2	Ausbiegung der Druckstrebe am Träger-Ende 2.9.	
8	1800	—	151	I II	7.0 7.0	13.2 13.5	18.0 18.9	21.0 21.4	18.2 18.6	13.1 13.6	6.5 7.3	Nach Entlastung 2.3 bleibende Biegung i. d. M.	
9	2000	—	338	I II				24.9 25.2				Ausbiegung der Druckstrebe am Träger-Ende 3.9.	
10	2200	—	325	I II	10.1 10.2	19.3 19.9	26.8 28.5	33.8 34.0	26.9 27.7	18.6 19.7	9.7 10.4	Beginn der Nietverschiebung bei I u. II am Mittelständer.	
11	2400	—	713	I II	14.8 14.9	28.2 29.1	40.0 41.6	49.4 50.4	40.4 41.1	28.0 28.9	14.1 14.3	Ausbiegung der Druckstrebe am Träger-Ende 5.0.	
12	2600	—	900	I II				64.9 71.4				Ausbiegung der Druckstrebe am Träger-Ende 5.6.	
13	2800	—	1087	I II				87.6 93.0				Nach Entlastung 25.7 bleibende Biegung i. d. M.	
14	2900	—	1275	I II								Ausbiegung der Druckstrebe am Träger-Ende 5.8.	

1) Beginn der Nietverschiebung bei I und II.

## VII Versuch am 3. October 1889.

Material: Martineisen.

Sorgfältige Anarbeitung.

Geliefert von Teschen.

Belastungsstufe	Inanspruchnahme G	Last auf der Waagschale		Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkte							Anmerkung
		P	C		1	2	3	4	5	6	7	
		kg/cm <sup>2</sup>	kg									
1	400	236	—	I II				4.3 4.4				Nach der Entlastung 0.0 0.0 bleibende Biegung i. d. Mitte.
2	600	198	—	I II	2.0 1.7	2.8 3.4	5.2 4.9	6.2 6.3	4.0 4.9	3.2 3.7	1.9 1.9	
3	800	160	—	I II	2.9 2.5	5.1 4.7	7.1 6.4	8.2 8.2	5.9 6.5	4.2 4.7	2.5 2.6	dto. 0.3 0.2
4	1000	122	—	I II	3.4 3.1	6.0 6.0	8.2 8.1	9.9 10.2	7.5 8.6	5.5 6.3	3.2 3.3	dto. 0.9 0.6
5	1200	84	—	I II	4.0 4.0	7.0 7.2	10.0 9.6	11.8 12.0	9.3 10.2	6.9 7.4	4.0 4.1	
6	1400	46	—	I II	4.9 4.6	8.9 8.7	12.5 11.9	14.3 14.4	11.6 12.2	8.2 8.9	4.8 4.6	dto. 1.9 1.4
7	1600	7	—	I II	5.6 5.3	10.4 10.0	14.6 13.7	17.4 16.8	14.2 14.1	10.2 10.4	5.8 5.5	
8	1800	—	151	I II	6.4 6.4	12.2 11.7	16.8 16.0	19.7 19.3	16.3 16.4	11.8 11.9	6.4 6.2	dto. 2.8 2.6
9	2000	—	338	I II				22.8 22.3				dto. 7.4 7.3
10	2200	—	525	I II	8.6 8.6	16.5 16.4	22.8 22.6	27.7 27.3	22.4 23.0	16.4 16.6	8.7 8.8	
11	2400	—	713	I II	10.6 10.8	20.5 20.5	28.1 28.7	34.8 34.8	28.1 29.4	20.3 20.8	10.8 10.7	dto. 13.8 13.5
12	2600	—	900	I II				47.6 47.4				dto. 24.6 24.0
13	2800	—	1087	I II	18.9 19.1	37.7 37.1	54.0 52.7	67.0 65.0	53.7 53.1	37.4 36.8	19.1 18.7	dto. 40.9 39.2
14	3000	—	1275	I II	25.5 25.5	51.2 51.0	74.8 73.5	95.6 90.8	75.3 73.6	52.0 50.6	26.3 25.6	dto. 67.4 64.0
15	3200	—	1462	I II				121.3 116.0				
16	3300	—	1649	I II				131.8 142.5				Die Biegungen in der Trägermitte wurden bei der Beanspruchung von 3000 kg gemessen; bei Fortdauer der Belastung trat der Bruch zwischen Knoten 4 und 5 des Trägers II ein. Der Riss erfolgte im Gurte gleichzeitig durch die beiden Winkel und das Stehblech. Der Bruch war sehr fein, mildglänzend, kurze Sehnen, starke Contraction mit Einfurchung. Der Schubbruch war glatt ohne Contraction. Die Nietlöcher waren sehr stark deformirt.

## VIII. Versuch am 7. October 1889.

Material: Schweisseisen.

Geliefert von Kladno.

1	400	236	—	I II				5.3 5.2				Nach der Entlastung 0.3 0.3 bleibende Biegung i. d. Mitte.
2	600	198	—	I II	2.3 2.7	4.5 4.8	5.6 6.2	6.9 7.5	5.9 6.3	4.3 4.8	2.5 2.1	
3	800	160	—	I II	3.0 3.0	5.6 6.0	7.3 7.6	8.9 9.2	7.0 8.1	6.0 6.2	3.0 3.0	dto. 0.6 0.6
4	1000	122	—	I II	3.7 3.8	7.1 6.9	9.3 9.5	10.6 11.2	9.2 9.6	6.7 7.0	3.6 4.0	dto. 0.9 0.9
5	1200	84	—	I II	4.2 4.6	7.9 8.2	10.6 11.4	12.9 13.5	11.0 11.6	8.1 8.5	4.0 4.5	dto.

Belastungsstufe	Inanspruchnahme $\sigma_4$ kg/cm <sup>2</sup>	Last auf der Waagschale		Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkt							Anmerkung	
		P	C		1	2	3	4	5	6	7		
		kg											
6	1400	46	—	I II	5.1 5.1	9.6 10.2	12.7 13.7	15.0 16.1	13.1 13.7	9.6 10.0	5.0 5.1	dto. 1.2 1.4	dto.
7	1600	7	—	I II	5.8 5.9	11.4 11.6	15.2 16.0	17.8 18.5	15.4 15.8	11.1 11.5	5.8 6.0	dto. 1.9 1.9	dto.
8	1800	—	151	I II	6.4 6.5	12.8 13.0	17.0 18.1	19.7 21.0	16.7 18.0	12.3 13.0	6.6 6.7	dto. 3.3 3.3	dto.
9	2000	—	338	I II	7.8 8.0	14.6 15.3	21.2 20.9	23.3 24.4	19.8 20.9	14.5 15.1	7.4 7.8		
10	2200	—	325	I II	8.7 8.7	17.3 17.7	23.8 24.3	28.0 28.8	23.8 24.6	17.3 17.7	8.7 8.9	dto. 6.0 6.5	dto.
11	2400	—	713	I II	10.5 11.4	20.9 22.0	28.7 30.1	35.5 38.0	28.9 30.4	21.1 21.4	11.1 10.7	dto. 12.2 12.8	dto.
12	2600	—	900	I II				46.4 48.5					
{ Der Bruch trat bei der Beanspruchung von 2800 kg im Knoten 4 des Trägers I ein. Derselbe war ganz rein, kurzsehnig, theils blättrig, zeigte eine geringe Contraction. Die Nietlöcher waren nur wenig deformirt.													

10. October 1889.

### IX. Versuch am 10. October 1889.

Versuchsobject: Blechträger.

Geliefert von der Oesterr. Alpinen Montan-Gesellschaft.

Material: Martineisen.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	Nach der Entlastung	0.1 0.0	bleibende Biegung i. d. M.
1	376	255	—	I II				4.7 4.1								
2	573	226	—	I II	2.7 2.6	4.4 5.0	5.9 6.4	6.9 6.9	6.1 5.8	4.0 4.4	2.6 2.4			dto.	0.3 0.0	dto.
3	772	197	—	I II	3.5 3.1	5.9 6.0	7.6 7.8	8.7 8.7	7.6 7.6	5.7 5.7	3.2 3.2					
4	971	168	—	I II	4.1 3.9	7.1 7.4	9.4 9.2	10.3 10.8	9.2 9.0	6.3 7.1	3.7 4.3			dto.	0.6 0.4	dto.
5	1177	138	—	I II	4.9 4.8	8.8 8.6	11.2 11.4	12.0 12.6	11.1 11.5	7.8 8.7	4.6 5.0			dto.	0.8 0.7	dto.
6	1375	109	—	I II	6.0 5.8	10.2 11.4	12.0 13.6	14.4 14.8	12.9 13.7	9.2 10.1	5.4 5.6			dto.	1.1 1.1	dto.
7	1574	80	—	I II	6.4 6.5	11.0 12.0	14.3 15.9	16.6 16.9	14.1 15.8	10.0 12.2	6.4 6.6			dto.	1.3 1.7	dto.
8	1772	51	—	I II	7.6 7.4	13.3 13.8	17.2 18.2	19.0 19.9	17.3 18.0	12.3 13.7	6.9 7.6			dto.	2.0 2.7	dto.
9	1971	22	—	I II	8.4 8.4	14.6 15.6	19.1 20.5	21.3 22.2	18.8 20.6	13.5 15.7	7.7 8.2			dto.	2.6 3.3	dto.
10	2175	—	38	I II	8.6 9.7	16.2 17.5	21.7 23.1	23.6 25.5	21.7 23.0	15.7 17.5	8.5 9.5					
11	2374	—	181	I II	10.0 10.9	18.4 20.0	23.5 26.6	26.9 29.2	24.1 25.3	17.6 19.0	9.9 10.6			dto.	5.6 7.2	dto.
12	2574	—	324	I II	11.1 12.2	20.7 22.0	27.2 29.0	30.6 31.8	27.0 28.7	19.4 21.5	11.1 11.7			dto.	9.4 12.6	dto.
13	2775	—	468	I II	13.1 14.3	25.1 26.7	33.0 35.9	35.9 39.7	32.7 35.8	23.5 26.6	13.3 14.2					
14	2975	—	611	I II	15.4 17.9	29.4 33.8	40.2 46.5	45.7 51.9	39.9 46.5	28.6 33.8	15.6 18.0			Ganz unmerkliche Verschiebungen einzelner Nietköpfe am Zuggurt in der Mitte. Nach der Entlastung 17.6 23.0 bleibende Biegung i. d. M. Bei nahezu 3200 kg Beanspruchung knickten beide Untergurten zwischen Knoten 3 u. 4 ein. Durch das fortgesetzte Biegen bei dieser Belastung wurde die Deformation wohl vergrößert, ein Bruch trat aber bei keinem Bestandtheile ein.		

## X. Versuch am 14. October 1889.

Versuchsobject: Alter Blechträger.

Material: Schweisseisen.

Geliefert von Judenburg und Witkowitz.

Geliefert von Judenburg und Witkowitz.												
Belastungsstufe	Inanspruchnahme $\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	Last auf der Waagschale		Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkte							Anmerkung
		P	C		1	2	3	4	5	6	7	
		kg										
1	360	280	—	I II				12.3 12.3				
2	553	265	—	I II	6.4 5.1	9.9 9.5	12.6 12.7	13.1 13.3	12.6 13.1	9.9 10.3	5.3 5.2	Bei der Entlastung 0.1 0.3 bleibende Biegung i. d. M.
3	759	249	—	I II	7.2 5.8	11.7 10.5	14.2 14.8	15.2 15.5	14.4 14.7	11.3 12.2	5.8 5.7	
4	952	234	—	I II				18.5 18.1				dto. 0.3 0.4
5	1145	219	—	I II	9.7 8.0	16.4 15.0	20.4 20.0	21.4 20.9	20.6 20.4	16.0 16.7	8.6 8.3	dto. 0.5 0.5
6	1338	204	—	I II				25.8 25.5				dto. 0.6 0.6
7	1544	188	—	I II	12.7 10.7	21.9 20.6	27.6 27.6	29.1 29.0	28.0 28.0	21.3 22.4	11.0 11.5	dto. 0.8 0.9
8	1737	173	—	I II				32.9 32.3				dto. 1.8 1.2
9	1930	158	—	I II	15.7 13.6	27.5 25.5	34.8 34.4	36.9 36.3	35.2 34.6	26.5 27.6	13.4 14.1	dto. 2.5 2.1
10	2135	142	—	I II				40.4 39.5				dto. 3.2 2.6
11	2328	127	—	I II	18.4 16.3	33.2 30.4	42.2 41.1	44.9 43.4	42.3 41.4	32.1 33.1	16.5 17.1	dto. 5.3 3.3
12	2521	112	—	I II				53.0 49.5				dto. 9.2 5.4
13	2727	96	—	I II	24.0 20.6	44.2 38.3	57.8 52.3	60.3 55.4	57.2 53.4	42.2 45.0	21.3 21.2	Bei Erreichung von 3000 kg trat plötzlich der Bruch im Zuggurt in der Mitte des Trägers I ein. Der Riss ging durch die 3. Lamelle, beide Winkel und die einseitige Decklasche des Stehblechstosses. Die Bruchflächen waren rein, kurzschneidig und zeigten Stellen mit nicht vollkommener Schweissung. Die Nietlöcher waren nur sehr wenig deformirt.

## Die Regulirung des Donau-Struden.

Vortrag, gehalten im österr. Ingenieur- und Architekten-Vereine vom k. k. Ministerialrath Joh. Rössler.

(Hiezu Taf. XXIII).

Bekanntlich bildete die Regulirung des Donau-Strudens schon wiederholt den Gegenstand öffentlicher Kundgebungen, welche aber bei näherer Prüfung theils das nothwendige Studium des vorliegenden Gegenstandes, theils die wissenschaftlich klare Einsicht in das Wesen desselben vermissen lassen und so den Charakter des fragmentarischen Raisonnements an sich tragen, oder wohl gar auf einseitiger Interessenvertretung basiren und dann dem Unternehmen gewiss mehr Schaden als Nutzen brachten.

Diese Kundgebungen fanden bisher keine Erwiderung. Freilich schließt das Stillschweigen gar oft auch eine berechtigte Antwort in sich, weil es zugleich aber auch entweder das Nichterwidernwollen auf die vorgebrachten Behauptungen oder wegen deren Stichhaltigkeit das Nichterwidernkönnen

bedingt, beide letztere Bedingungen aber hier der That-sächlichkeit entbehren, so konnte ich die neuerliche collegiale Anregung, die Strudenregulirung hier im Kreise hervorragender Fachmänner zur Besprechung zu bringen, nur freudigst begrüßen.

Bevor ich aber auf den eigentlichen Gegenstand eingehe, kann ich nicht umhin, zu betonen, dass die sobaldige Ausführung der Strudenregulirung, obwohl von vielen Seiten angeregt und betrieben, doch vor Allem den wohlwollenden Intentionen der maßgebenden Faktoren zuzuschreiben ist, welche im wohlverstandenen Interesse der Sache fördernd eingegriffen haben, damit endlich ein Werk durchgeführt werde, welches der Schifffahrt auf der Donau zu großem Nutzen gereichen wird.

Die Individualität eines Stromes übt bekanntlich den maßgebendsten Einfluss auf die in seinem Bereiche vorzunehmenden Bauten aus und sie genau zu kennen ist bei Beurtheilung der letzteren unbedingt nothwendig. Da die besonderen Eigenthümlichkeiten und charakteristischen Merkmale gewisser Stromstrecken sich in dem erzielten Erfolge der zum Zwecke ihrer Correction bereits ausgeführten Arbeiten darstellen und aus demselben am sichersten entnommen werden können, so wird es bei Prüfung von Regulirungs-Objecten immer zweckmäßig erscheinen, vorerst einen geschichtlichen Ueberblick über die bereits bewirkten, bzw. angestrebten Strom-Correctionsarbeiten zu werfen, zumal hieraus nicht nur Anhaltspunkte über jene eigenthümliche Beschaffenheit der Strecke, sondern eventuell auch Directiven zur Lösung des vorliegenden Regulierungsproblems und Material zur Begründung derselben in Aussicht stehen.

Ich beabsichtige demnach meinem Vortrage einen kurz gefassten historischen Rückblick über die am Struden bewirkten Correctionsbauten vorzuschicken, sodann die gegenwärtige Beschaffenheit dieser Stromschnelle und die verschiedenen Projecte zu ihrer Behebung der Besprechung zu unterziehen, endlich auf die Wahl des auszuführenden Projectes überzugehen und einige Schlussbemerkungen über die Arbeits-Installation und die erzielten Arbeits-Fortschritte beizufügen.

### I. Historischer Rückblick auf die im Struden bisher ausgeführten Corrections-Bauten.

Schon in dem früheren Jahrhundert war es eine eifrige Sorge der Regierung, die Schifffahrtsverhältnisse in dem felsigen Defilé zwischen Grein und Nikolo, nämlich am Strudel und Wirbel, zu verbessern.

Zur Zeit der grossen Kaiserin Maria Theresia und unter ihrem Nachfolger Kaiser Josef II. wurden in den Jahren 1778, 1779, 1780, 1781 und 1782, ohne der früheren Arbeiten vom Jahre 1770 zu gedenken, wenngleich nicht wesentliche, doch immerhin für die damalige Zeit ansehnliche Geldmittel für die Verbesserung dieser Donau-strecke verwendet.

Wie aus der allgemeinen Situation des Struden zu ersehen ist, bildet die Donau hier zwei Arme, wovon der südliche, der sogenannte Hössgang mit Schottermassen verlegt, der nördliche aber durch die im Strome liegenden grösseren Klippenpartien des Bomben-, Wildriss- und Waldwasser-Gehächels in drei Rinnen getheilt ist.

Als es sich im Jahre 1778 um die Regulirung dieser Donau-strecke und speciell um die Wahl der zweckmäßigsten Fahrstraße in derselben handelte, kamen, wie dies aus einem amtlichen Berichte\*) zu entnehmen ist, vier Anträge in Berathung, wovon der eine die Fahrstraße in den Strudencanal, der andere dieselbe in den Hössgang verlegt wissen wollte, während der dritte hiefür das Wald-

wasser und der vierte endlich die Herstellung eines Canales durch die Wörther-Insel zum Gegenstande hatte.

Dabei zeigte sich letzterer Canal wegen des damit im Zusammenhange stehenden grossen Felsaushubes als zu kostspielig. Eine günstigere Beurtheilung erfuhr die im Waldwasser situirte Schifffahrtsstraße, welche aber, trotzdem bezüglich derselben behauptet erscheint, dass zu jener Zeit schon Spuren von aus früheren Perioden datirenden Felsensprengungen vorgefunden worden wären, doch nicht weiter verfolgt wurde. Höchst interessant erscheint die Begutachtung der Hössgangstrace. Der vorerwähnte Bericht lautet hierüber wörtlich:

„Die Einleitung des Hauptstromes in den Hössgang ist bei dem ersten Anblicke der Gegend, bevor man das Flussbett untersucht, ein auffallender Gedanke, welcher schon öfters vorgeschlagen worden, aber nach eingesehenen Umständen niemals einen Beifall gefunden hat, denn

1. da die Einleitung des Hauptstromes in den Hössgang durch Wasserbauwerke geschehen müsste, welche das Wasser dem Strum\*) entzögen und dem Hössgange zutrieben, so kommt hier wieder alles Dasjenige zu erwägen, was erst oben von der Einschränkung der Donau in Beziehung auf die Errichtung, auf die Dauer und Reparatur der Dämme und Fangbuhnen ist angeführt worden.

2. Aus der sichtbaren Beschaffenheit der Gegend lässt sich leicht urtheilen, dass das Flussbett in dem Hössgange eben auch sehr felsig sei. Im vorigen Jahre ist solches durch die Erfahrung bestätigt worden, indem den 9. Juni 1779 eine beladene Naufuhr, die sich etwas zu nahe am rechten Hössgangufer gehalten hat, an einem zuvor verborgenen Felsen, und nachdem sie von diesem los geworden, auf noch andere, die in der Reihe hinter einander lagen, jedoch ohne besonderen Schaden, aufgesessen ist. Diese Felsen, welche von dem anwachsenden Wasser ausgewaschen worden sind, waren damals vier Gwind oder zwei Schuh unter Wasser, acht bis neun Schuh lang und bis drei Klafter vom Ufer entfernt.“

Das Ergebnis der damaligen Berathungen gipfelte endlich in dem Beschlusse, einen Schifffahrtsweg im sogenannten Strudencanal auszuheben. Es erfolgte in der That seine Austiefung, an welcher in den Jahren 1778 bis 1781 (nach anderen Angaben bis 1792) und hierauf dann wieder von 1821 bis 1839 gearbeitet worden ist.

Im Jahre 1822 wurde vom damaligen Wasserbau-Inspector Kolbe eine auf die Verbesserung dieser Stromstrecke abzielende Relation unter Vorlage der bezüglichen Pläne — wovon der Situationsplan vorliegt — erstattet und in derselben angegeben, dass sich nach dem Eisstoße im Jahre 1820 der Hössgang durch die Eisverschlagung des Strudens öffnete und für kurze Zeit die Schiffe durch den Hössgang fahren konnten, bis der am Eingange des Strudens gelegene Schotter fortgeschwemmt wurde.

Kolbe sagt hierüber ausdrücklich:

„Ein besonderer Umstand, der sich nach dem Eisstoße im Jahre 1820 zugetragen hat, kann nicht unberührt bleiben. Das Eis wurde vom Wasser im Hössgang um zwei

\*) Nachrichten von den im Jahre 1778, 1779, 1780 und 1781 in dem Strudel der Donau zur Sicherheit der Schifffahrt vorgenommenen Arbeiten durch die k. k. Navigations-Direction an der Donau, Wien, bei Josef Edler v. Kurzbeck im Jahre 1781.

\*) Struden.

Tage früher gehoben und floss daher auch eher ab, als in der Struden-Naufahrt. Die Kieshaufenspitze der Insel Wörth wurde rechts beträchtlich abgeschwemmt, dagegen die Strudel-Einfahrt zugelegt.

Die in etwas erfolgte Schwellung des Hauptstromes zwang einen beträchtlichen Theil des Strudelwassers, in den Hössgang hinüber zu fallen. Es konnten demnach nicht nur alle Höhenanzüge\*), sondern auch die meisten Nautführer durch den Hössgang hindurchkommen, welcher Zustand jedoch nur eine kurze Zeit und so lange währte, bis die mittleren Wässer den Eingang des Strudels durch Abschwemmung des vorgelegten Sandhaufens wieder öffneten.“

Im Jahre 1836, zu welcher Zeit der sogenannte Hausstein mit dem von den Schiffen wegen seiner Gefährlichkeit gefürchteten Wirbel, und zwischen dem Hausstein und dem rechten Donauufer der sogenannte Lueggang noch bestand, favorisirte der damals als oberste Baubehörde bestandene Hofbaurath zum Zwecke der Umgehung des Strudens und Wirbels, die Aussprengung eines im Höss- und Lueggange sich hinziehenden 12 Klafter breiten Schifffahrtskanales, und arbeitete auch ein diesbezügliches Project aus, von dem der zur Ausstellung gebrachte Situationsplan noch erhalten ist, doch erhob die oberösterreichische Landesregierung gegen diese, ein finanzielles Erfordernis von 837.115 fl. beanspruchende Herstellung Einwendungen, da sie Mündung und Einfahrt des projectirten Kanales als der Verschotterung ausgesetzt erachtete, überhaupt eine gründliche Verbesserung dieser Schiffahrts-Verhältnisse lediglich nur in der Aussprengung der aus dem Donaubette hervorragenden Klippen des Bomben- und Wildriss-Gehächels, dann des Haussteines, ferner in der Abbauung des sogenannten Friedhofes, endlich in einer entsprechenden Regulirung der scharfen Krümmung beim sogenannten Kellerecke und in der Errichtung von Leitwerken zu erzielen hoffte, und demnach schon damals die Herstellung eines Schiffahrtsweges empfahl, dessen Trace, wie wir später sehen werden, ungefähr der von den Schiffen gegenwärtig eingehaltenen Fahrtrichtung entspricht.

Trotz dieser Opposition wurde hierauf doch im Jahre 1840 der vorerwähnte Plan des Hofbaurathes von der damaligen vereinigten Hofkanzlei zur Verwirklichung empfohlen, zufolge A. h. Entschließung vom 24. October 1840 aber nicht genehmigt, sondern zur Vornahme der im Strudenkanale nothwendigsten Sprengungsarbeiten ein Betrag von 6000 fl. bewilligt, und unter Einem eine Localkommission mit der Ueberprüfung der dortigen Stromverhältnisse betraut.

Das Gutachten dieser Commission lief darauf hinaus, dass Verschotterung den Hössgang gefährdet, welche Elementarereignisse, Hochwässer und Eisgänge, begünstigen können, die Einleitung des Stromes in den Hössgang deshalb bedenklich erscheine, der Nutzen, welchen die im Struden bereits bewirkten Sprengungen bereits hervorgehoben haben, aber unbestreitbar, und daher die Fortsetzung derselben für die Lösung des Problems besten Erfolg versprechend sei.

\*) Gegenfahren.

Die Sprengungsarbeiten wurden auch thatsächlich in den hierauf folgenden Jahren fortgesetzt, und im Jahre 1842 8000 fl., im Jahre 1843 6000 fl. hiefür aufgewendet, und zugleich bestimmt, dass von nun ab auf Verlangen der oberösterreichischen Landesregierung jährlich 6000 fl. für diese im Strudenbette vorzunehmenden Sprengungen flüssig gemacht werden sollen, um die dort vorfindlichen, den Schiffahrts-Verkehr benachtheiligenden Klippen bis auf 6 Fuss unter Null zu vertiefen.

So unbedeutend diese letzteren Maßnahmen und insbesondere auch die für diesen Zweck bewilligten Dotationen den heutigen Begriffen nach erscheinen mögen, so verdient doch die Zweckmäßigkeit dieser Anordnungen hervorgehoben zu werden, zufolge welcher mit dem Aufwande so geringer Mittel zum Jahresbeginn 1854 dem Schiffverkehr im Struden ein Kanal zur Verfügung stand, welcher eine benützbare Breite von 16 Klafter und eine Fahrwassertiefe von durchgehends 6 Fuss unter Null besaß.

Allerdings erschien dieser Schiffsweg für die Abwicklung des ungestörten und unbehinderten Verkehrs noch keineswegs als genügend, was besonders im Hinblick auf die mittlerweile errungenen großen Fortschritte der Sprengtechnik zur Einleitung neuer Verhandlungen die Veranlassung bot, indem eine aus staatlichen Functionären bestehende Commission abgeordnet wurde und derselben folgende Fragen vorgelegt wurden:

1. Ist es im Interesse der Schiffahrt gelegen, den Hausstein im größeren Umfange abzusprengen, und
2. welche Vorkehrungen sind zu treffen, um bei der zunehmenden Versandung des Hössganges zur Zeit der kleinsten Wasserstände die in diesem Seitenarme gehemmte Passage der Gegenzüge auf eine andere Weise zu ermöglichen, so dass die Nau- und Gegenfahrt der Schiffe in dieser Stromstrecke ohne gegenseitige Beirung gleichzeitig stattfinden könnte?

Die Beantwortung der ersten Frage erfolgte im bejahenden Sinne, und wurde das Wegsprengen des Haussteines im Allgemeinen als sicheres Mittel zur Beseitigung des von den Donauschiffen seit Jahrhunderten gefürchteten Wirbels bezeichnet. In Beantwortung der zweiten Frage stellte die Commission aber zwei Alternativ-Anträge, u. z.:

a) Die Erbreiterung des Strudenkanales bis zum Waldwasser-Gehäcol gegen das linke Ufer auf eine Breite von ca. 44 Klafter und die Vertiefung des Kanales bis auf 6 Fuss unter Null, eventuell

b) die Aussprengung des sogenannten Waldwassers in demselben Tiefenausmaße auf eine Breite von 20 Klafter und die Herstellung eines Seitendamms am linken Ufer. Unter der Motivirung, dass die im Strudencanale auftretenden heftigen Strömungen stets ein Hindernis für die gleichzeitige Nau- und Gegenfahrt der Schiffe bilden werden, sowie dass die gegen das Waldwasser-Gehäcol gerichtete Strömung ein Scheitern der Schiffe an diesem Felsen, und endlich die in diesem Kanale zu erwartende Wasserspiegelsenkung das zu Tagetreten von Klippen oberhalb des Strudens befürchten lasse, befürwortete die Commission jedoch die Ausführung des zweiten Antrages, zu dessen Gunsten sie zugleich die geringeren Herstellungskosten,

die dadurch mögliche vollständige Trennung der im Waldwasser proponirten Nau- und der im Strudencanale stattfindenden Gegenfahrt und die Erzielung einer gleichmäßigeren Strömung als Vorthelle namhaft machte.

Mit A. h. Entschließung vom 7. Mai 1854 erfolgte hierauf die Genehmigung zur gänzlichen Beseitigung des Haussteines mit dem beantragten Kostenbetrage von 208.000 fl. C. M. und später zufolge A. h. Entschließung vom 5. Jänner 1855 auch die Bewilligung zur Eröffnung eines zweiten im Waldwasser auszuführenden Kanales und zur Herstellung eines Regulirungsdammes am linken Ufer mit dem Kostenaufwande von 148.000 fl. C. M. Die Sprengungen am Hausstein wurden am 18. August 1854 begonnen, jene im Waldwasser am 21. October des folgenden Jahres und im Jahre 1866 beendet. Die Abrechnung der Baukosten ergab für die Sprengung des Haussteines als verkostete Summe den Betrag von 375.180 fl. ö. W., für die Herstellung des zweiten in der Richtung des Waldwassers gelegenen Canales den Betrag von 202.318 fl. ö. W.

Im Jahre 1863, wo diese Correctionsarbeiten zwar noch nicht fertiggestellt, aber doch immerhin geeignet waren, ein Urtheil über ihre Wirkung zu gestatten, trat gelegentlich einer Localbesichtigung der sehr beachtenswerthen Antrag auf, die Einfahrt dieses neu hergestellten Kanales trichterförmig zu erweitern, und zu diesem Zweck das am Kanal Anfang gelegene Waldgehäkel auszusprenge. Diese Antragstellung gewinnt nämlich dadurch eine erhöhte Bedeutung, dass schon im darauffolgenden Jahre, also zu einer Zeit, in welcher das Project für diese trichterförmige Einfahrtserweiterung ausgearbeitet und der Kostenaufwand derselben mit 80.000 fl. beziffert war, Seitens der Bauleitung die weitere Frage in Anregung gebracht wurde, ob nicht durch Absprengung des Bomben- und Wildrissgehäkel die Regulirung des Strudens, und dadurch die Schiffahrtssicherheit in dieser Stromstrecke auf eine minder kostspielige und leichtere Art, als durch Absprengung des Waldwasser-Gehäkel erzielbar sei, eine Frage, welche geradezu das gänzliche Aufgeben des Waldwasser-Kanales in sich schließt, trotzdem für die Fahrbarmachung desselben bereits so große Summen investirt wurden.

Die nähere Untersuchung der maßgebenden Motive einer derartigen Antragstellung läßt sofort erkennen, dass die Absprengung des Haussteines eine ebenso durchgreifende wie auch von einem vollständigen Erfolge begleitete Maßnahme war, dass hingegen der mit der Correction des Waldwassers angestrebte Zweck, eine Fahrtiefe von 6 Fuß unter Null herzustellen, und dasselbe den zu Thal fahrenden Schiffen zu überweisen, nicht erreicht werden konnte. Das Waldwasser ist nämlich, trotz der vorgenommenen Correctionen für die Schiffahrt bei niedrigem Wasserstande unpraktikabel geblieben, und wurde hiefür erst bei Eintritt mittlerer Wasserstände benützbar.

Die Ursache des vereitelten Erfolges dieser Correctionen läßt sich demzufolge lediglich in einer unerwarteten Senkung des Wasserspiegels erblicken, welche durch die gleichzeitig im Strudel und Waldwasser vorgenommenen Sprengungen, bzw. durch die damit in Verbindung stehende Zersplitterung der verwendbaren Wassermenge hervor-

gerufen erscheint. Zweifellos hatte die Wegräumung des Haussteines auch eine Wasserspiegelsenkung an und für sich verursacht, doch ist dieselbe in Bezug auf die Wasserhältnisse des Strudens wegen der größeren Entfernung der betreffenden Stellen, sowie wegen der dazwischen liegenden sanften Gefälle als irrelevant zu betrachten.

Durch diese Erwägungen findet nun nicht nur der nachträgliche Antrag auf Herstellung einer trichterförmigen Einfahrts-Erweiterung des Waldwasser-Kanales, sondern im Hinblick auf das grosse Gelderforderniss, welches eine entsprechende Concentration der nothwendigen Wassermenge durch Herstellung von Uferbauten zur Schiffbarmachung dieses Kanales erheischt haben würde, auch das gänzliche Verlassen dieser Trace seine Erklärung.

Im Jahre 1867 kamen nur geringfügige Felsensprengungen, und nur mehr im Strudenkanal zur Ausführung.

Bemerkenswert erscheint hier übrigens auch noch ein Antrag des Bauleiters, welcher damals schon während 13 Baujahren die Donaucorrection bei Grein auszuführen hatte, und dessen Vorschlag dahin ging, der Schiffahrt durch Aussprengung des Wildriss- und Bomben-Gehäkel im Struden ein  $45^{\circ} = 85.342m$  breites Fahrwasser zu eröffnen. Dieser Vorschlag, welcher in seiner Wesenheit bloß eine Wiederholung der von der Bauleitung schon im Jahre 1863 eingebrachten Proposition ist, blieb jedoch unberücksichtigt, und wurden überhaupt seit dem Jahre 1867 zur Regulirung der in Rede stehenden Stromstrecke keine Arbeiten mehr unternommen.

Hiermit bin ich in meinen Auseinandersetzungen zum Schluss des ersten Abschnittes gelangt.

Es ist wohl selbstverständlich, dass dieselben, ihrer aphoristischen Kürze wegen, ausschließlich nur auf solche urkundlich nachweisbaren Thatfachen und Begebenheiten beschränkt werden mussten, die entweder ihrer eigenen Natur und Beschaffenheit nach, oder aber in ihrer Verbindung und Wechselwirkung mit anderen wichtigen Ereignissen, auf die dort gegenwärtig bestehenden Stromverhältnisse von ebenso großem Einflusse zu erachten sind, wie auch auf die zu veranlassenden Maßnahmen ihrer Verbesserung.

## II. Die gegenwärtige Beschaffenheit der Struden-Stromschnelle.

Mit Ausnahme der seit dem Jahre 1867 eingetretenen totalen Verschotterung des Hößganges, bestehen die damals in dieser Stromstrecke geschaffenen Verhältnisse bis zur Gegenwart unverändert fort, welche nunmehr topographisch und von Gesichtspunkten der Navigation beleuchtet werden mögen.

In ersterer Beziehung erlaube ich mir zunächst auf das im Eingange meines Vortrages Gesagte, sowie auf die vorliegenden Pläne hinzuweisen.

Die zur Einsicht ausgestellten Querprofile des Donaubettes umfassen die Flußstrecke von dem Rabenstein nächst Grein längs des Strudens bis zum ehemaligen Hausstein bei St. Nicola, sie erheischten sorgfältige Sondirungen und gelangten im Jahre 1886 im Laufe des Herbstes bei niedrigem Wasserstande zur Aufnahme. Speciell hervorgehoben



zu werden verdienen noch die scharfen Gegenkurven, denen der gewaltige Strom zu folgen hat, dann seine namhafte Verengung zwischen diesen beiden Gegenkurven, und endlich als eine Folge derselben die bedeutende Strombettvertiefung an dieser Stelle. Auch muss der großen Gegenströmung noch gedacht werden, welche sich nahezu über die Hälfte der Wasseroberfläche hin verbreitet. Die Flusssohle ist spaltenreich, zerklüftet, und veranlassen deren Klippen oft kleine Cataracte. Dass die Pegelstände in dieser Thalenge einem rascheren und namhafteren Wechsel unterliegen, als unter normalen Stromverhältnissen, braucht wohl nicht erst bemerkt zu werden.

Für die Donau-Navigation bildet der Greiner Struden seit jeher ein Verkehrshindernis. Es besteht hier, wie bekannt, ein Signaldienst in Tiefenbach, Grein und in der Yper, um den gegenseitigen Verkehr in dieser Stromstrecke zu regeln, und die Sicherheit desselben zu erhöhen.

Die allgemeine Klage der Schiffahrer über zu geringe Wassertiefe bei niedrigen Wasserständen, ist eine anerkannte und vollberechtigte.

Am günstigsten würde sich in dieser Beziehung zwar die Fahrstraße nach der im Situationsplane (Taf. XXIII) ersichtlichen Richtung MN zwischen den Bomben- und Wildriß-Gehächel gestalten, da die geringste Wassertiefe in dieser Linie, auf das Nullwasser des Strudener-Pegels bezogen, nicht unter 4.3 m beträgt, wie dies auch aus den betreffenden Quer- und Längenprofilen zu ersehen ist. Allein diese Fahrtrichtung kann vor der Hand deshalb nicht eingehalten werden, weil sowohl die aus dem Flussgrunde emporragenden Klippen des sogenannten Bomben- und Wildriß-Gehächels, sowie auch die von der vorspringenden Ecke des Waldwasser-Gehächels verursachten vehementen Schwälle, Wasserwechsel und Gegenströmungen, eine Fahrt in dieser Richtung unpraktikabel machen. Deshalb sind auch die Schiffe gegenwärtig gezwungen, ihren Cours längs des rechtsseitigen Ufers nach der mit A. B. beschriebenen Naufahrtslinie im sogenannten Strudenkanal zu nehmen, daselbst die gefährliche nur 20—24 m breite Stelle zwischen dem Bomben-Gehächel und dem Hufschlage mit aller Vorsicht zu passiren, und 150 m abwärts beim sogenannten Kellereck eine scharfe Curve zu durchfahren.

Aber auch in dieser von allen Schiffen benützten Fahrstraße ist die Schiffahrt durch die besprochenen seitlichen Wasserströmungen, welche ihren Ausgang im Strudenkanal finden, und heftige Wasserwechsel und Wirbel verursachen, noch im hohen Grade bedroht, sowie die Klage wegen ungenügender Wassertiefe insofern berechtigt, als thatsächlich Wasserstände eintreten, welche schwer beladenen Fahrzeugen die erforderliche Tauchtiefe vermissen lassen.

Hinsichtlich der Praktikabilität der Fahrtrichtungen, muss ich noch erwähnen, dass es bei Wasserständen von wenigstens 1.5 m ober Null allerdings auch möglich ist, durch den Struden eine zweite Fahrtrichtung längs des linksseitigen Ufers im Waldwasser zu benützen, dass dieselbe jedoch, selbst jene günstigen Wasserstände vorausgesetzt, nur zur Gegenfahrt von Dampfschiffen gewählt zu werden pflegt.

Der total verschotterte Hössgang, ungenügend tiefes Fahrwasser in den verschiedenen Fahrrinnen, enges felsiges

Strombett in scharfen Gegencurven, kataraktartige Strömung und heftige Gegenströmungen, das Alles zusammengefasst in ein Bild, kennzeichnet also die gegenwärtige Beschaffenheit der Struden-Stromschnelle. Dass dieser Zustand der Dinge in handelspolitischer und bautechnischer Beziehung, seitens der Schiffahrtsinteressenten und Fachvereine, seitens der Tages- und wissenschaftlichen Journale im In- und Nachbarlande die Veranlassung zu verschiedenen Kundgebungen und Agitationen bot, ist leicht erklärlich; bildet der Struden doch das Haupterschweris der oberen Donauschiffahrt, sowie jenes der fortschrittlichen Entwicklung ihres Verkehrs und ist der geschilderte Zustand in seinen nachtheiligen Folgen doch ein von uns unfreiwillig übernommenes und bisher noch unberücksichtigt gebliebenes Erbe aus langverflossener Zeit!

Diese Kundgebungen gewannen besonders im Jahre 1884 und 1885 an Actualität und sind von den letzteren folgende erwähnenswert, und zwar: die wiederholten Anregungen einzelner Delegirte der legislativen Körperschaften, ferner eine an das k. k. Handelsministerium gerichtete Eingabe der I. k. k. priv. Donau-Dampfschiffahrts-Gesellschaft, womit die Umgehung des Strudens, bzw. die Eröffnung des Hössganges zur Verbesserung dieser Schiffahrtsverhältnisse in Vorschlag gebracht wird. Als hervorragend muss in dieser Richtung das Wirken des Donauvereines bezeichnet werden, dem wir ein ausgezeichnetes Gutachten von Max Eyth zu danken haben, in welchem die Erweiterung des allzu engen Fahrweges am Struden, sowie die Vertiefung dieses Fahrweges als die erste und wichtigste Aufgabe der Stromregulirung auf der oberösterreichischen Donau bezeichnet wird. Endlich ein Vortrag, welcher hier in der Plenarversammlung am 31. Jänner 1885 über die Passage in der oberen Donau und über den Donastruden gehalten worden ist.

Gleichzeitig trat auch die Staatsverwaltung für die Verbesserung der am Donastruden bei Grein bestehenden Schiffahrtsverhältnisse bereitwilligst und thatkräftig ein.

Um einen entsprechenden Antrag bei der Reichsvertretung zu motiviren, wurden nun eingehende Erhebungen über den gegenwärtigen Bestand und über die die Schiffahrt benachtheiligenden Verhältnisse, sowie endlich über ihre Ursachen gepflogen, die Flussstrecke wurde aufgefunden, und endlich die Art und Weise der durchzuführenden Regulirung an Ort und Stelle commissionell besprochen, um hierauf an dieses Commissionsergebnis anknüpfend, das definitive Project verfassen zu lassen.

Ich erlaube mir hier nur noch in Kürze zu bemerken, dass die Staatsbauverwaltung schon zur damaligen Zeit vollkommen klar darüber war, dass das Regulirungsproject sich bloß auf die Correction des eigentlichen Strudens zu beschränken, sonach eine Eröffnung des Hössganges ganz außer Acht zu lassen habe, und vermeide jetzt auch jede Begründung dieser Anschauung, da ich im Nachfolgenden doch noch gezwungen sein werde, derselben gegenüber eingehend Stellung zu nehmen.

Ich komme nun zum dritten Theil meines Vortrages.

### III. Die verschiedenen Projecte der Regulirung.

Die hohe Bedeutsamkeit der vorliegenden Aufgabe, ihr Einfluss auf so verschiedenartige und ausgedehnte Interessen-



die Felsensprengungen unter dem Wasser, sammt Ausräumung und Versicherung des Gesteines den Betrag von rund . . . . . 305.000 fl.  
 die ergänzende Beschaffung des nöthigen Steinbedarfes für das linksseitige Leitwerk rund . . . . . 27.000 fl.  
 und die übrigen Herstellungskosten mit Inbegriff der Bauleitung und den unvorhergesehenen Auslagen den Restbetrag von . . . . . 24.000 fl. erreichen sollten.

Es lagen sonach im Jahre 1887 zwei vollständig ausgearbeitete Projecte für die Regulirung des Donastrudens vor, denen übrigens auch in den vorliegenden Plänen entsprechende Darstellung gegeben erscheint.

Indem ich nun auf den vierten Theil meines Vortrages auf

#### IV. Die Wahl des Ausführungs-Projectes und deren Begründung

übergehe, sei es mir gestattet, bevor ich die verschiedenen übrigen Anträge bespreche, zunächst nur noch beide vorerwähnten Projecte näher erörtern und deren Vor- und Nachteile untereinander vergleichen zu dürfen.

Zunächst ist es nun der große Unterschied des Bauaufwandes, der dem prüfenden Auge sofort entgegentritt. Während die Herstellung einer Strudenfahrstraße von beschränkter Breite das Erfordernis von 384.000 fl. erheischt, beläuft sich die ausgewiesene Kostensumme des Projectes, das die Aussprengung der Stromschnelle in ihrer ganzen Breite proponirt, auf 742.000 fl., also nahezu auf den doppelten Betrag.

Allerdings wäre eine klippenfreie Schiffahrtsstraße mit genügend tiefem Fahrwasser, ausgeglichenem Wasserspiegel, behobenen Gegenströmungen, welche die ganze Strombreite am Struden umfassen würde, von unverkennbarem Vortheil.

Nun sind es aber nicht so sehr finanzielle, als vielmehr technische Bedenken, welche sich der Ausführung eines derartigen Projectes entgegenstellen und zugleich durch die geschichtlichen Angaben über diese Regulierungsangelegenheit ihre Begründung finden.

Wie bereits bemerkt, hat die in den Jahren 1855 bis 1866 mit dem Aufwande von über 200.000 fl. angestrebte Vertiefung des Waldwassers nicht zum Ziele geführt, sondern die Nothwendigkeit ergeben, neuerliche Sprengungen im Strudenkanale schon im hierauf folgenden Jahre vorzunehmen und unter Verzichtleistung auf die angestrebte Trace den seit Jahrhunderten in diesem Kanale bestehenden Schiffsweg zu verbessern. Wenn es aber damals Mangels der nöthigen Wassermenge nicht gelungen war, zwei entsprechend tiefe Fahrstraßen herzustellen, wovon die eine 30 m und die andere 37 m breit war, beide zusammen also 67 m Breite zu umfassen hätten, um wie viel weniger dürfte es erreichbar sein, in dieser Stromstrecke jetzt einen Schiffsweg zu eröffnen, welcher an einzelnen Stellen bis zu 140 m, im Minimum aber 100 m breit sein und die Beseitigung sämtlicher den Wasserabfluss dermalen verzögernden Hindernisse erfordern würde.

Die ungenügende Fahrwassertiefe im Struden ist bekannt; Stromschnellen mit mangelnder Fahrwassertiefe durch die Vertiefung des Flussbettes schiffbar zu machen, bedingt aber wegen der damit zusammenhängenden Wasserspiegelsenkung naturgemäß die Concentration der vorhandenen Wassermenge und wird in solchen Fällen jede Fahrbeterweiterung von einer den Endzweck benachtheiligenden Wirkung sein, ja eventuell sogar die Gefahr nicht ausschliessen, hiedurch den Schiffsweg, anstatt ihn zu verbessern, geradezu unpraktikabel zu machen.

Der bestätigende Fingerzeig, welchen in dieser Richtung die Vorgeschichte der Greiner Struden-Correctionsarbeiten gibt, lässt deutlich genug erkennen, dass die letzteren dort, wo sie unter strenger Einhaltung des vorstehenden Grundsatzes — wenn auch mit dem Aufwande geringer Mittel — unternommen worden sind, immer zu dem gewünschten Resultate führten. Wo es sich also, wie dies thatsächlich im Struden der Fall ist, um die Vertiefung der Wasserstrasse als erste Vorbedingung einer möglichen Schifffahrt handelt, muss jede Wasserzersplitterung thunlichst hintangehalten und die Fahrbettbreite auf das nothwendigste Maß, unter sorgfältiger Vermeidung alles Ueberflüssigen umsomehr beschränkt werden, als hier zugleich die Verbesserung der Fahrtrichtung eine theilweise Abräumung des Kellereckes unter allen Umständen erfordern und dadurch eine weitere Vermehrung der Wasserspiegelsenkung, sowie eine Verkürzung der Stromschnelle im Gefolge haben wird.

Aus diesen Erwägungen musste daher das Project der die ganze Strombreite umfassenden Ausräumung des Strudens fallen gelassen und sich jener Alternative zugewendet werden, welches eine Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse durch Regulirung des eigentlichen Strudenkanales anstrebt.

Die mit diesem Projecte vorgeschlagene Kanalvertiefung wird beim Niederwasser, also zur Zeit, wenn sie am nothwendigsten ist, zusammenfassend auf die Wassermenge wirken, und ist auch der mit 3 m unter Null beantragten Aussprengungstiefe deshalb beizupflichten, weil diese Aussprengung selbst bei einer nicht unbedeutenden Senkung des Wasserspiegels und theilweisen Ausgleichung der durch die unregelmässige Gestaltung der Flusssohle bedingten unregelmässigen Strömung eine ausreichende Fahrwassertiefe erwarten lässt. Endlich kann auch der in diesem Projecte beantragten Wegräumung des gegenwärtig die Schifffahrt am meisten bedrohenden Bomben- und Wildriss-Gehächels, wie auch der Correction der rechtsseitigen Uferlinie in Verbindung mit der Absprengung aller an diesem Ufer liegenden und vorspringenden Felsriffe und namentlich der Kellerecke nur zugestimmt werden.

Wenn schon aus diesen Beweggründen die zustimmende Haltung der Staatsverwaltung zu dem in Rede stehenden Projecte vollkommen gerechtfertigt erscheinen dürfte, so enthält dasselbe doch noch einen weiteren unschätzbaren Vortheil, nämlich den der Gewährleistung des sicheren Erfolges. Dieser Vortheil ist um so höher in Anbetracht des Umstandes zu veranschlagen, als die bestehende ganz unregelmässige Beschaffenheit des Flussbettes eine selbst nur angenäherte Berechnung der durch diese Regulirung zu

erwartenden Wasserspiegelsenkung, der Geschwindigkeit und des Gefälles ausschliesst.

Selbstverständlich setzt die Verwertung dieses Vortheiles die unausgesetzte Beobachtung und Verzeichnung der durch dieselben hervorgerufenen hydrotechnischen Verhältnisse voraus, da die hiebei gewonnenen Resultate nicht nur von maßgebenden Einfluss auf die Ausdehnung dieser Arbeiten, sondern auch als sichere Grundlage zu erachten sind, um die Wirkungen der einzuleitenden Maßnahmen vorher bestimmen, und dadurch die aufzuwendenden Baukosten nutzbringend und erfolgreich verwenden zu können.

Dieser Rücksicht ist es nun auch zuzuschreiben, dass weder die Nothwendigkeit der mit diesem Projecte in Aussicht genommenen Ausräumung des rechtsseitigen Randes des Waldwassergesteines, noch die beantragte Herstellung eines linksseitigen, oberhalb der Einmündung des Giessenbaches anzulegenden Leitwerkes schon im gegenwärtigen Momente als hinlänglich erwiesen, sondern vielmehr als empfehlenswert erkannt wurde, die Entscheidung über die Ausführung dieser Arbeiten jenem Zeitpunkt vorzubehalten, in welchem die Wirkung der im Strudenkanal vorzunehmenden Sprengungsarbeiten bekannt sein und also genügendes Beobachtungsmateriale vorliegen wird, um die Regulirung im Ganzen begrenzen und ein eventuell herzustellendes Leitwerk am linken Ufer mit aus der Erfahrung entnommener Sicherheit anlegen zu können.

Der Einwurf, dass durch diese Verschiebung der Leitwerksherstellung bedeutende aus den Sprengungsarbeiten gewonnene Steinmassen nicht gleichzeitig mit ihrer Gewinnung auch wieder zur Verwendung gelangen können und eine geeignete Ablagerung, bezw. eine Doppelbewegung dieser Materialien vorhergehen müsse, um sie im Bedarfsfalle bei dem eventuell erforderlichen Concentrirungsbau dieser Stromstrecke oder auch für andere Regulirungsbauten an der Donau der Verwendung zuzuführen, dieser Einwurf vermochte selbstverständlich die entwickelte Motivirung nicht zu erschüttern, weil auch der Preis des neu zuzuführenden Materiales nicht höher ist, als der aus der Sprengung gewonnenen. Bei dieser Gelegenheit wurde auch die Frage ventilirt, ob diese Materialien nicht zur Ausfüllung der bedeutenden, stellenweise sogar über 10 m reichenden Flusstiefen dieser Stromstrecke verwendet werden sollten und die Ausführung einer derartigen Maßnahme wegen der dort vorkommenden heftigen Strömung zwar bezweifelt, doch des Versuches wert erachtet.

Einen anderen Einwurf, der aber das Project in seiner Gesamtheit betrifft, kann ich doch mit Stillschweigen hier nicht übergehen. Es ist nämlich der, dass dieses Project die Regulirungsangelegenheit mit einer gewissen vorgefassten Meinung in jenen Geleisen weiter zu führen beabsichtigen soll, die diesfalls von jeher eingehalten wurden, bezw. dass dasselbe auf ererbten Vorurtheilen fussend, bessere Lösungen verwerfe. Dieser Vorwurf wurde ohne Beweisgrund und ohne Folgerung hingestellt und mir obliegt demnach nichts anderes, als denselben ebenso einfach, aber entschieden zurückzuweisen.

Uebrigens kenne ich keinen Lebensberuf, welcher weniger von vorgefassten Meinungen und ererbten Vor-

urtheilen befangen wäre, als den des Ingenieurs. — Wissen und Können charakterisirt sein ganzes Streben: ja noch mehr, er muss in jeder Lage seiner Thätigkeit wissen, was man kann, und können, was man weiß, wobei das Erstere jede Meinung und jedes Vorurtheil, das Letztere jedes innere und äussere Hindernis des Vollführens ausschliesst. Indem ich Sie, meine Herren, nochmals versichere, dass ich den Wahlspruch: Wissen und Können hochhalte, brauche ich Sie wohl nicht erst zu versichern, dass er allein die Grundlage dieses Projectes bildet, das von dem besten Erfolge begleitet sein möge.

Beginnend mit jenen Arbeiten, welche die Verbesserung der Schifffahrt am Struden zunächst am dringendsten bedarf, soll diese Regulirung, gestützt auf die anzustellenden Beobachtungen, Messungen und Berechnungen, allmählig fortschreitend an Ausdehnung gewinnen.

Misserfolgen bezüglich der eingeleiteten Maßnahmen erscheint im Vorhinein vorgebeugt und ist die allgemeine Zustimmung aller theilgenommenen Interessenten umsomehr zu erwarten, als auch der Bauvorgang stets den dringendsten Bedürfnissen zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse Rechnung zu tragen und die Behebungsmittel, sowie ihre Folgen leicht zu übersehen vermag.

Ich komme nun zur Besprechung der übrigen Anträge und muss zu diesem Theile meines Vortrages einleitend bemerken, dass es wünschenswert erschien, die Wünsche und Ansichten der an der beabsichtigten Stromregulirung zumeist theilgenommenen Schifffahrts-Interessenten noch vor endgültiger Entscheidung dieser Angelegenheit kennen zu lernen. Es wurde zu dem Zweck für den 20. und 21. Februar 1888 eine Enquête nach Linz einberufen, und dort den Theilnehmern an derselben freigestellt, ihre Wünsche und Ansichten, sowohl in Bezug auf die Ausdehnung der Regulirung, wie auch auf den einzuschlagenden Bauvorgang und auf die Bauzeit kundzugeben. Diesem Rufe folgend, kam es an den bezeichnenden Tagen zu Berathungen, an welchen nebst meiner Wenigkeit, Delegirte der D.-R.-Commission, der betreffenden Landesbehörden, die Schifffahrtsinteressenten und einige von den Letzteren berufenen Experten theilnahmen.

Obschon unmittelbar nach dem Zusammentritt dieser Commission das Regulirungsproject den anwesenden Delegirten erklärt, und zugleich dargelegt worden war, welche Motive der Verfassung desselben als Grundlage dienten, so kennzeichneten die Schifffahrtsinteressenten, welche der Zahl nach in der Versammlung die Majorität bildeten, doch dem gegenüber ihren Standpunkt sogleich dahin, dass sie die Behebung der Strudenhindernisse doch nur im Zusammenhang mit jenen großartigen Donau-Regulirungsarbeiten betrachten können, welche nunmehr seit fast zwei Jahrzehnten im Zuge sind, und in Bälde zum Abschluss gelangen werden, welche den bedeutenden Aufwand von 50 Millionen Gulden beanspruchen, und die gesammten Schifffahrtsverhältnisse theils schon verbessert haben, oder in nächster Zukunft wesentlich umgestalten werden.

Es müsse demnach die ganze Strompartie des Struden auch auf jenen Grad der Schifffarbarkeit gebracht werden, und genügendes Fahrwasser vorhanden sein, um das flotte

Durchgehen großer Tauereizüge in beiden Richtungen zu ermöglichen und den Bau groß dimensionirter tragfähiger Fahrzeuge, Dampfer und Schlepper zu begünstigen; selbstverständlich müsse die Strudensperre entfallen, und das nahe Zusammenfallen so ausgesprochener Contracurven unbedingt beseitigt werden.

Nachdem durch die Beibehaltung der gegenwärtigen Schifffahrtslinie eine gute und befriedigende Lösung des vorliegenden Problems aber nicht zu erhoffen sei, müsse dahin getrachtet werden, die Schifffahrt künftighin in den Hössgang zu verlegen.

Diese Traceverlegung sei seit jeher von den Schifffahrtsinteressenten angestrebt worden, weil eben nur dadurch die scharfen Gegencurven zu beseitigen, die bestehende Strudensperre, wenn nicht ganz aufgehoben, so doch durch eine einfache Wahrschau zu ersetzen, die Entwicklung des Schiffsbaues zu fördern, die Kettenschifffahrt zu ermöglichen und endlich durch die so erzielten Erleichterungen des Verkehres dann endlich auch die Möglichkeit geboten sein würde, jene Transportpreise zu bieten, welche von der öffentlichen Meinung in so berechtigter Weise angestrebt werden.

Die technische Schwierigkeit der Eröffnung des Hössganges wurde zwar als eine bedeutende bezeichnet, andererseits aber der Meinung Ausdruck verliehen, dass der hierdurch zu erzielende Erfolg doch damit im günstigen Verhältnisse stehen würde. Der Zustand des Flussbettes im Hössgang sei für einen großen Theil seiner Länge fast unzweifelhaft als ein guter anzunehmen, die gegenwärtig im Hössgange abgelagerten Schottermassen würden ohne Gefahr und nennenswerte Beseitigung, sei es nun durch die Kraft des Wassers, oder auf künstliche Weise unterhalb des Strudens in dem Gebirgsdefilé oder sonst wo, vielleicht geradezu zum Vortheil für die Schifffahrt zu deponiren sein.

Mit der Hössgangs-Eröffnung stünde allerdings auch der Abbau des Strudens im Zusammenhange, doch würde sich auch das ohne bedeutende Störung der Schifffahrt durchführen lassen u. s. w.

Geradeso wie Ihnen, meine Herren, seinerzeit von dieser Stelle aus zugerufen wurde: Hössgangs - Eröffnung die beste Lösung! Frisch zur That, fort mit angeerbten Vorurtheilen, gerade so wurde auch in Linz gesprochen.

Das Gesamt-Ergebnis der Enquête läßt sich kurz wie folgt zusammenfassen u. z.:

1. In dem von den Schifffahrtsinteressenten und ihren Experten vorgebrachten Wunsch, die Grundbetsverhältnisse des Hössganges einer eingehenden Untersuchung zu unterziehen, und die hiebei erzielten Resultate zur Aufstellung eines Projectes zu verwerten, welches unter gleichzeitiger Absperrung des dormalen im Struden bestehenden Schifffahrtsweges die Eröffnung des genannten Flussarmes für Schifffahrtzwecke zum Ziele zu nehmen hätte; dann

2. in der Thatsache, dass das Regulirungsproject, welches im Struden eine 80m weite Fahrrinne herzustellen, und die Abrundung des sogenannten Kellereckes zu bewerkstelligen bezweckt, unter der Voraussetzung der Undurchführbarkeit der Hössgang-Eröffnung, keine Gegner

gefunden hat, indem weder einer der Schifffahrtsinteressenten, einschl. der von ihnen berufenen Experten, noch einer der übrigen Delegirten dieser Enquête irgend ein Argument gegen die vorgeschlagene Art der Regulirung anführte.

Allerdings gaben die Schifffahrtsinteressenten ihr Urtheil über das letztere Project nur in Folge eindringlicher Aufforderung des Regierungsvertreters bekannt, indem sie vorerst erklärt hatten, hierauf nicht vorbereitet zu sein, ein Umstand, der zur Vermuthung berechtigte, dass von den Gegnern des Projectes überhaupt nur die Hössgangs-Eröffnung ohne Rücksicht auf das Regierungsproject anzuregen, somit von ihnen gar nicht die Bekanntgabe des diesbezüglichen Gutachtens beabsichtigt war.

Durch diesen von den Gegnern in der Enquête eingenommenen Standpunkt wurde sonach der Zweck der letzteren, die Wünsche der Schifffahrtsinteressenten über das Project der Strudentrace in nautischer Beziehung zu erfahren, umsomehr vereitelt, als der Einberufung dieser Enquête doch nichts ferner als die Absicht liegen konnte, das Regulirungsproject von den Schifffahrtsinteressenten in rein hydrotechnischer Richtung, oder wohl gar hinsichtlich der Wahl der Trace, überprüfen zu lassen.

Die Sonderinteressen von Privatunternehmungen sind eben selten oder wohl gar nicht geeignet, große, im öffentlichen oder Staatswohl gelegenen Ausführungen maßgebend zu beeinflussen. Auch geht es durchaus nicht an, die Strudenregulirung vom rein technischen Standpunkte etwa mit einzelnen von Schifffahrts-Unternehmungen übernommenen Privatverpflichtungen, sowie mit jener der Kettenlegung oder mit irgend einer Tarifpolitik verquicken zu wollen.

Es ist unbestreitbar, dass für die Regulirung einzelner Stromstrecken nebst den von der Natur gebotenen und hiebei zu überwindenden Schwierigkeiten, die vorwaltenden Bedürfnisse, im Vergleich zu den finanziellen Erwägungen und die Verhältnisse des Stromgebietes im Allgemeinen, nicht aber territoriale Eintheilungen oder Ländergrenzen maßgebend sind. Nachdem man aber die Katarakte der unteren Donau lediglich aus ökonomischen Rücksichten für die Passirbarkeit nur eines Schiffszuges zu reguliren beabsichtigt und das flotte Durchgehen großer Schiffszüge in beiden Richtungen sogar zunächst der Strommündung, woselbst doch die größte Verkehrsdichte vorauszusetzen ist nicht ermöglicht werden wird, so mangelt der geäußerten Ansicht, dass die Strompartie des Strudens auf jenen Grad der Schiffbarkeit gebracht werden müsse, wie ihn der übrige Stromlauf im Bereiche der österreichischen Donau nach fertiggestellter Regulirung besitzen wird, in ihrer Begründung, die Schifffahrt deshalb künftighin in den Hössgang zu verlegen, schon von vorneherein jede innere Berechtigung. Der Struden bildet eben den Kataract der oberen Donau, und dass gerade an dieser Stelle, welche seit Jahrhunderten kaum schiffbar gewesen war, gegenwärtig die Kreuzung großer Schiffszüge ein unabwendbares Bedürfnis geworden sein soll, dürfte zu bezweifeln und die entgegengesetzte Anschauung berechtigt sein, dass, um derart günstige Verhältnisse möglicherweise dort zu schaffen, doch zunächst der erforderliche Bauaufwand mit dem dadurch eventuell erzielbaren Erfolg in Vergleich zu ziehen kommt.

Diese vorgeschlagene Schiffahrtsverlegung würde zunächst eine Untersuchung der Untergrundverhältnisse des Hössganges erfordern, welche, insofern ihr irgend ein Wert für die Projectverfassung und die Kostenermittlung zukommen soll, eine sehr eingehende sein müsste. Bohrungen könnten hierbei nicht zur Anwendung kommen, weil mit Bohrwerkzeugen sich nur schwer unterscheiden und höchst unsicher konstatiren liesse, ob unter der Oberfläche des Terrains die Anbohrung gewachsenen Felsens oder größerer Geschiebestücke stattgefunden habe. Das Eintreiben von Röhren würde mit Rücksicht auf die Ungleichmäßigkeit des zu durchfahrenden Bodens, sowie in Erwägung der gegen die Vornahme von Bohrungen angeführten Gründe gleichfalls bedeutenden Schwierigkeiten unterliegen. Es bliebe daher nichts anderes übrig, als Schächte zu diesem Zwecke bergmännisch abzuteufen, oder eiserne entsprechend weite Rohre in einer bei der sogenannten Brunnen- oder Caisson-Fundirung üblichen Weise zu versenken. Die beiden letzteren Sondirungs-Methoden, welche die Möglichkeit des Gelingens für sich haben, erheischen jedoch einen sehr grossen Kostenaufwand, welcher weniger durch die Regelmäßigkeit des zu durchfahrenden Bodens, als vielmehr durch den weiteren Umstand bedingt erscheint, dass diese Arbeiten unter stetigem und bedeutendem Wasserandrang und in großer Ausdehnung bewerkstelligt werden müssten.

Die Abteufungsschächte hätten einen Querschnitt von etwa  $2-3m^2$  und eine durchschnittliche Tiefe von  $6-10m$  zu erhalten. Nachdem die Länge des Hössganges rund  $800m$ , seine Breite rund  $150m$ , somit die mittelst Querprofilen zu untersuchende Fläche  $120.000m^2$  beträgt, so würde die Untersuchung der Untergrundverhältnisse, vorausgesetzt, dass auf rund  $800m^2$  Oberfläche nur eine Sondirungsstelle entfiel und eine Abteufung incl. der Zimderung, Wasserschöpfung, eventuellen Sprengung etc., oder eine Rohrversenkung in Summa rund  $400$  fl. kostete, einen Betrag von zum Mindesten  $60.000$  fl. oder ungefähr schon den fünften Theil des projectgemäß für die Strudenregulirung präliminirten Aufwandes erfordern.

Hiebei ist aber nicht ausser Acht zu lassen, dass es mit diesen Erhebungen, sie mögen nun wie immer ausgefallen sein, voraussichtlich noch keineswegs sein Bewenden gehabt hätte. Einerseits würden sie in der That zu aphoristisch gewesen sein, um ein vollständiges Project darauf basiren und die bezüglichen Baukosten mit Sicherheit daraus ermitteln zu können, andererseits aber würden dieselben, wenn ihr Resultat ein der Benützung des Hössganges minder günstiges gewesen wäre, unter den obwaltenden Verhältnissen als ungenügend bezeichnet und würde neuerdings das Verlangen nach deren Vervollständigung und weiteren Ausdehnung gestellt worden sein.

Ob also der Untergrund als günstig oder, wie dies durch den Augenschein, der geologischen Terrainbildung, durch Gedenkzeugen und vorgefundene Aufnahmen nahegelegt ist, als Klippen- und Felsen reich würde erhoben worden sein oder nicht, das war für die Sachlage schon deshalb ganz gleichgiltig, weil die Ausführbarkeit der Hössgangs-Variante vom technischen Standpunkte doch überhaupt zugestanden werden muss und dieses Zugeständ-

nis schon allein den Gegnern des Regierungs-Projectes genügt hätte, die Durchführung ihres Antrages zu verlangen, obwohl der Ausführbarkeit allein nicht die geringste Beweiskraft für die Zweckmäßigkeit der zu wählenden Trace beizumessen, vielmehr die Art der Regulirung stets als von der Natur des Stromes abhängig zu erachten ist.

Aus einer oberflächlichen Vergleichung der vorliegenden Aufnahmen des Hössganges vom Jahre 1836 und 1837 mit jenen des Jahres 1887 und 1890 ergibt sich die wesentliche Zunahme seiner Verlandung, welche zugleich Zeugnis der ihm innewohnenden Tendenz zur Verschotterung gibt. Diese Tendenz steht mit der Situation des in Rede stehenden Stromarmes im Zusammenhange und ist hauptsächlich auf die Lage des Rabensteines zurückzuführen, welcher gleichsam als Bühne vorgebaut, die Wirkung einer solchen ausübt, daher den Stromstrich in den Struden einführt und die Verlandung des Hössganges verursacht.

Die Verwendung des Hössganges zu Schiffahrtszwecken bedingt demnach zunächst demselben die Tendenz der Verschotterung durch entsprechende Beseitigung des Rabensteines zu benehmen und die gewaltsame Wassereinkleitung in den Hössgang durch die vollständige Verbauung des Strudens mittelst eines Abschlusswerkes von imposanten Dimensionen zu erzwingen, welches den dort beträchtliche Tiefen aufweisenden Donaström in nahezu senkrechter Richtung und in seiner ganzen Breite zu durchschneiden und aus Sicherheitsrücksichten für die Schiffahrt auch sein Hochwasser-Niveau zu überragen hätte.

Trotzdem könnte aber die Ausräumung des verschotterten Hössganges nicht etwa der natürlichen Kraft des Wassers überlassen werden, weil ganz abgesehen von den unberechenbaren Nachtheilen einer ziellosen Abschwemmung des so bedeutenden, annähernd mit rund  $70.000m^2$  berechneten Anschotterungs-Materiales, nicht nur die Schiffahrt eine Unterbrechung auf lange Zeit, sondern auch die an und für sich sehr schwierige Herstellung des vorerwähnten Abschlusswerkes unabsehbaren, durch eventuelle Hindernisse in der Hössgangsvertiefung und durch den Aufstau eintretender Hochwässer hervorgerufenen Gefahren und sonstigen Zufälligkeiten ausgesetzt werden würde und endlich der Erfolg eines derartigen Unternehmens, trotz vorausgegangenen Aufwandes einer so hohen Geldsumme doch immer ein zweifelhafter wäre.

Die künstliche Aushebung des Hössgang-Profiles, welche nur während einer mehrjährigen Ausführungszeit veranlasst werden könnte, würde dagegen der Inangriffnahme des Abschlusswerkes voranzugehen haben und zur Sicherung des bezüglichen Arbeitsfeldes gegen Ueberfluthungen und damit in Verbindung stehende neuerliche Verschotterungen, die interimistische Absperrung des Flussarmes mittelst eines gleichfalls die Hochwässer überragenden Werkes erfordern.

Wird nun die Aushebung des schweren Schottermateriales, seine Gewinnung aus nicht unbedeutenden Tiefen, verbunden mit Sprengungen im großen Maßstabe, dann die riesige Massenbewegung in Ermanglung geeigneter Deponirungsplätze, ferner die Schwierigkeit der Herstellung eines wasserdichten Abschlusswerkes von so



bedeutenden Dimensionen, die Veranlassung interimistischer Vorkehrungen und der mögliche Eintritt von Zufälligkeiten in Erwägung gezogen, welch' letztere nicht nur ganz unvorhergesehene finanzielle Erfordernisse, sondern auch die Verzögerung der Fertigstellung überhaupt und sogar den Verlust an Aufwand und Arbeit für die in Herstellung begriffene oder zum Theil hergestellte Correction herbeizuführen geeignet sind, so kann nur den von den Experten gelegentlich der Enquête gemachten Aussprüchen, dass sich die durch die Hössgangs-Variante dargebotenen Bauschwierigkeiten bloß mit aussergewöhnlichen Mitteln werden überwinden lassen, und dass hiebei aus dem unglücklichen Zusammentreffen misslicher Umstände leicht eine fatale Lage für die Baudurchführung resultiren könne, rückhaltlos beiegepflichtet werden. Auch darf nicht übersehen werden, dass durch eine Beschädigung des Abschlussdammes nicht nur dieser seiner Zerstörung und der ausgehobene Hössgang dann wieder seiner Verschotterung preisgegeben, sondern auch das ganze Regulierungswerk in Frage gestellt sein würde.

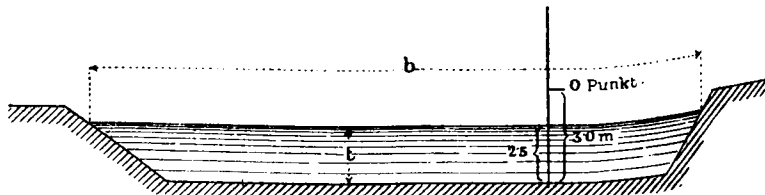
Zunächst würden also die Baukosten für die Hössgangstrasse auch bei glücklicher Lösung der diesfälligen Frage, jene der projectirten Strudenstrasse voraussichtlich nahezu um das Acht- bis Zehnfache übersteigen.

Ferner wäre der beabsichtigte Erfolg bei der ersteren ein zweifelhafter und erst mit der gänzlichen Bauvollendung zu gewärtigender, während derselbe sich bei der letzteren als absolut gesichert und jeder einzelnen Aufwendung unmittelbar folgend annehmen läßt. In dem einen Falle würde, wie vorerwähnt, der allfällige Verlust des verausgabten Aufwandes in's Auge zu fassen, im anderen hingegen sogar mit jedem Theile der erfolgten Aufwendung die sofortige Erreichung des damit beabsichtigten Zweckes zu erzielen sein. Endlich würde die Hössgangseröffnung eine möglichst beschleunigte und ununterbrochene Bauausführung erfordern, der Bau im Struden es hingegen gestatten, beliebig unterbrochen, und ohne Verursachung größeren Schadens in späteren Zeiten fortgesetzt zu werden.

Diese schwerwiegenden Momente ließen es daher nach reiflicher Prüfung und Erwägung der Vorlagen als entschieden unrathsam erscheinen, auch nur den geringsten Aufwand dem Zwecke der Hössgangseröffnung zuzuwenden.

Der Umstand, dass den dargelegten Bedenken in der Enquête eine geringere Bedeutung beigemessen, und die Schwierigkeiten der Eröffnung dieses Stromarmes immer noch proportional dem zu erreichenden Erfolge anzusehen befunden wurde, läßt deutlich erkennen, dass den Schiffahrtsinteressenten sowohl die finanzielle Seite ihres Antrages, sowie auch die Verantwortung über dessen Gelingen ganz gleichgiltig gewesen war. Nachdem denselben immerhin in nautischer, weniger aber in bautechnischer Beziehung ein competentes Urtheil zukommt, müssen nunmehr auch die Vortheile, welche der eröffnete Hössgang dem Schiffsverkehr voraussichtlich bieten würde, in Ueberlegung gezogen, und soll diesfalls vorerst die Frage beantwortet werden, welche muthmaßliche Breite diesem Schiffahrtswege gegeben werden könnte, um bei den niedrigsten Wasserständen dem Verkehre tiefergehender Fahrzeuge eine entsprechende Fahrwassertiefe darzubieten.

Diese Breite resultirt aus der nachfolgenden, ange-näherten Berechnung mit 115 m, zum Behufe welcher Berechnung die den kleinsten Wasserständen entsprechende Abflussmenge mit 600 m<sup>3</sup>, die Länge des Hössganges mit 950 m, sein Gefälle mit 1.2 m, und endlich die Fahrwassertiefe, analog jener im Strudenregulierungsprojecte, mit 3 m unter dem Nullpunkt des Greiner-Pegels angenommen wurde.



$$Q = Fv = b t v = b t c \sqrt{R \frac{h}{l}}$$

$$\text{Mit } R = t \text{ wird } Q = b t c \sqrt{t \frac{h}{l}}$$

$Q$  = Wassermenge,  $F$  = benetzte Fläche,  $v$  = Geschwindigkeit,  $b$  = Profilbreite,  $t$  = Wassertiefe,  $R$  = hydraulischer Radius =  $\frac{F}{Umfg.}$ ,  $h$  = Gefälle,  $l$  = Länge.

Nach Ganguillet und Kutter ist

$$c = \frac{23 + 33.3 + \frac{0.00155}{0.001}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{0.001}\right) \frac{0.03}{\sqrt{2.5}}} = \frac{57.88}{1.17} = 37 \text{ daher}$$

$$600 = b \cdot 25 \cdot 37 \sqrt{2.5 \cdot \frac{1.2}{950}}$$

$$b = \frac{600}{5.2} = 115 \text{ m}$$

Es bedarf wohl keiner Rechtfertigung, dass bei dieser Berechnung nicht die denkbar günstigsten Grundbetrhältnisse vorausgesetzt wurden, nachdem solche weder von den Experten der Donau-Dampfschiffahrts-Gesellschaft, noch von den Schiffahrtsinteressenten behauptet worden sind; aber selbst wenn das Flussbett dieses Donauarmes in geringerem Maße unregelmäßig, zackig und zerklüftet sein sollte, als jenes in Struden, so ergibt sich doch noch aus vorstehender Berechnung, dass die im Hössgange zu erzielende Fahrwegbreite, diejenige welche im Struden erreichbar ist, überhaupt nur wenig übertreffen könne, und demnach auch die Möglichkeit der Kreuzung großer Schiffszüge im regulirten Hössgange, sowie die Entbehrlichkeit einer sogenannten Sperre immer noch höchst problematisch bleibt.

Nachdem die Curve beim Rabenstein ungefähr jener beim Kellereck entspricht, und die zur Expertise einberufenen Fachautoritäten für die Befahrung des Hössganges die Aufstellung einer sogenannten „Wahrwache“ als nothwendig erklärten, so würde künftighin der gegenwärtig so sehr beklagten Strudensperre, die Hössgangssperre in der Gestalt einer „Wahrwache“ oder einer „Wahrschau“ gegenüberstehen, somit in dieser Beziehung dieselben Verhältnisse bestehen würden, wie sie von den Schiffahrtsinteressenten gegenwärtig in der Strudenfahrstrasse so sehr als nachtheilig geschildert werden.

Was endlich die Gefällsverhältnisse betrifft, so ist es wohl jetzt schon als Thatsache allseitig anerkannt, dass

dieselben im Struden wegen seiner größeren Länge gewiss nicht ungünstiger als im Hössgange sein würden.

Selbstverständlich muss der auf Schätzung beruhende Betrag von 1,500.000 fl., welcher bisher als ausreichendes Erfordernis für die Realisirung der Hössgangseröffnung in's Auge gefasst wurde, schon deshalb als viel zu gering bezeichnet werden, weil bei Aufstellung des bezüglichen generellen Projectes dem Donauabschlusswerke nicht jene Bedeutung zugemessen wurde, welche dasselbe beansprucht, ferner die während der Hössgangsaushebung nothwendige interimistische Abschliessung dieses Flussarmes nicht berücksichtigt worden ist.

Ein Bauaufwand von  $2\frac{1}{2}$  bis 3 Millionen würde, selbst unter der Annahme nicht besonders ungünstiger Verhältnisse für die Schiffbarmachung dieses Stromarmes kaum genügen, und müsste ein derartig hoher Aufwand für ein Wagnis, denn als solches ist die letztere unter allen Umständen zu betrachten, als umso unverantwortlicher bezeichnet werden, da mit einem Bruchtheil der hiezu erforderlichen Bausumme dieselben Vortheile für die obere Donauschiffahrt, wie sie eben durch die Eröffnung des Hössganges zwar erhofft werden, aber thatsächlich in Frage gestellt bleiben, durch die Regulirung des Strudens erzielbar sein würden.

Zum Schlusse dieser Erörterung wären endlich noch die Motive zu beleuchten, welche den Staat zu einer so kostspieligen Herstellung wie die Hössgangseröffnung veranlassen sollen.

Die öffentlichen Kundgebungen sagen diesbezüglich ganz ausdrücklich, dass die durch die Eröffnung des Hössganges zu erzielenden Erleichterungen des Verkehrs die Möglichkeit ergeben würden, dem Handel und der Industrie jene Transportpreise zu bieten, welche von der öffentlichen Meinung in so berechtigter Weise angestrebt werden, und erklären zugleich an einer anderen Stelle, dass, wenn auf die Ausführung der Kettenschiffahrt kein besonderes Gewicht zu legen wäre, das Regulirungsproject, bei dessen Verfassung wissenschaftlich und technisch correct vorgegangen wurde, im Wesentlichen nicht anzufechten sei.

Die fraglichen Gründe sind daher in erster Linie auf die Verpflichtung der Kettenlegung, in zweiter Linie auf die Tarifpolitik zurückzuführen, und entspringen sonach der Collision von Interessen, welche drängen, einerseits Tarifermäßigungen zu gewähren, und andererseits Anlagecapitale zu erhöhen. Bautechnische oder staatswirthschaftliche Momente, welche maßgebend bei der Verfassung des Regulirungsprojectes gewesen waren, liegen somit den gegen dasselbe aufgestellten Vorschlägen ferne, in deren Sinne vielmehr durch die Behandlungsart dieser Regulirungsfrage die Interessen des allgemeinen Wohles jenen einer Privatunternehmung untergeordnet werden sollten.

Von diesen Gesichtspunkten aus verlieren die bezüglichen Vorschläge für die hier in Frage stehende Beurtheilung der Projecte jeden sachlichen Werth, und muss zugleich nochmals betont werden, dass mit der Einberufung der Enquête nichts weniger als eine ausserhalb der Strudenregulirung liegende Berührung dieser Verhältnisse beabsichtigt war.

Es ist zweifellos, dass der Erfolg der Kettenschiffahrt auf der Donau mit einer guten Tarifpolitik innig zusammenhängt, allein auf diesen Gegenstand des Weiteren einzugehen, kann nicht meine Aufgabe sein.

Der Einführung der Kettenschiffahrt, sogar im unregulirten Struden, also derzeit schon, stehen durchaus keine unüberwindlichen Schwierigkeiten gegenüber, weil es sich, eine entsprechende Steuerfähigkeit der Schiffe vorausgesetzt, hierbei lediglich darum handelt, das Einhalten einer ganz bestimmten Fahrlinie auf einer relativ kurzen Strecke in genau bestimmter Weise zu sichern.

Dem vorgenommenen Versuche, dessen Fortsetzung wegen eines Kettenbruches aufgegeben worden war, mangelte nicht nur die nöthige Ausdauer zur Erreichung richtiger Resultate, sondern auch die Eigenschaft der Objectivität. Kettenbrüche kommen auch in vollkommen regulären Stromstrecken vor. Am Rhein und anderen Flüssen fanden sich gleichfalls Stellen vor, wo Anfangs die Kette häufig gerissen ist und nunmehr, allerdings nach wiederholt unternommenen Versuchen, ganz entsprechend functionirt.

Bemerkenswert erscheint übrigens auch noch, dass das Gutachten der zur Enquête Berufenen die Ausführbarkeit der Kettenschiffahrt gar nicht in Behandlung zog, was wohl den Schluss nahe legt, dass von ihnen darin kein Argument zur Bekämpfung des Strudenprojectes erblickt wurde.

Max Eyth, ein hervorragender Fachmann auf dem Gebiete der Kettenschiffahrt, sagt in seinem auf den Struden bezugnehmenden Gutachten:

„Die Kettenschiffahrt auf der kurzen Strecke von 327 m, um die es sich handelt, ohne beträchtliche Kosten auszuführen, scheint über allem Zweifel zu stehen, nur darf nicht darauf bestanden werden, eine exceptionelle Aufgabe nur mit allbekannten und gewöhnlich gebrauchten Hilfsmitteln überwinden zu wollen. Initiative, Energie und der feste Wille, das Ziel zu erreichen, sind die ersten Vorbedingungen des Erfolges eines solchen Unternehmens.“

Wenn aber die Möglichkeit einer Kettenschiffahrt im unregulirten Struden zugegeben und maßgebenderseits sogar behauptet wird, dass die Inaugurirung der letzteren nur einen unbedeutenden Aufwand erheischen werde — mit welcher Sicherheit lässt sich ihre Ausführbarkeit dann erst im regulirten Struden und in Anbetracht der heute diesfalls gebotenen Hilfsmittel entgegensehen?! Zweifellos ist durch die Einrichtung der Kettenschiffahrt selbst im unregulirten Struden die Ueberwindung weit geringerer Hindernisse geboten, als durch die Hössgangseröffnung.

Durch meine Darlegungen glaube ich nicht nur die gegen das Regierungsproject erhobenen Bedenken, sondern auch alle für die Eröffnung des Hössganges vorgebrachten Motive widerlegt zu haben.

Bei den übrigen Anträgen will ich mich nur noch kurz verhalten.

Der Vorschlag einer Schleusenanlage wäre nicht näher ins Auge zu fassen, da Niemand zu derartigen Anlagen in dem Falle greifen wird, wenn die Schiffahrt im freien Strom und mit geringerem Aufwande mehr Erfolg versprechend erzielbar ist.



Unbestreitbar würde ein im Waldwasser hergestellter Kanal nicht zu unterschätzende Vortheile, insbesondere für den Ketten- und Dampfschiffverkehrsverkehr in sich vereinigen, denn durch ihn wäre es nicht nur ermöglicht, in dieser Stromstrecke eine gleichmäßige Fahrtiefe und einen möglichst gleichmäßigen Abfluss, sondern auch einen Schiffsweg in möglichst großer Curve und von relativ geringstem Gefälle zu erlangen.

Was endlich die im Plane verzeichnete, durch die Insel Wörth führende ideale Trace betrifft, so würde dieselbe nebst den vorangeführten Vortheilen der Waldwassertrace auch noch die günstigsten Chancen für die Entbehrlichkeit eines Signaldienstes in sich schliessen.

Da jedoch die Herstellung einer jeden dieser Trace mit der Ausführung bedeutender Uferbauten und nur mit den grössten Schwierigkeiten verbunden sein würde, so konnte an die Wahl einer solchen Lösung umsoweniger gedacht werden, als das hiezu erforderliche finanzielle Erfordernis, von Bauerschwernissen vollständig abgesehen, einen ganz enormen Betrag beanspruchen würde, dessen Verausgabung für diesen Zweck weder im Hinblick auf den an dieser Stelle jemals zu gewärtigenden Verkehr und noch weniger in Anbetracht des gegenwärtig dort zu bewältigenden, gerechtfertigt werden könnte. Heute besteht ein derartiges Bedürfnis eben keinesfalls und wenn ein solches jemals eintreten sollte, würden mittlerweile die Zinsen des heute hiefür aufzuwendenden Erfordernisses wohl geeignet sein, derartige und vielleicht noch größere Unternehmungen zu verwirklichen.

Ich komme nun zu dem letzten Abschnitt meines Vortrages:

#### V. Schlussbemerkungen über Arbeitsinstallation und erzielten Arbeitsfortschritt.

Wie schon bekannt, ist vorläufig beabsichtigt, durch die Regulirung der Donau am Struden für den Schiffsverkehr eine Wasserstrasse herzustellen, welche eine nutzbare Breite von 80 m und eine Tiefe von 3 m unter dem am Strudener Pegel fixirten Nullwasser erhalten soll. Die Regulirung im Ganzen jedoch zu begrenzen und die Entscheidung darüber zu treffen, ob und an welchen Orten Leitwerke und sonstige Versicherungen anzubringen sein werden, wurde jenem Zeitpunkte vorbehalten, in welchem genügendes Beobachtungsmaterial über die Wirkungen der im Strudenkanal zu vollführenden Ausräumung vorhanden sein wird.

Unter diesen Voraussetzungen bestehen nun die gegenwärtig zu veranlassenden Regulierungsarbeiten zunächst in der Abtragung des Bomben- und Wildrissgehäichels, sowie in der Verbesserung der rechtsseitigen Uferlinien längs der Wörther-Insel. Sie umfassen nebst der Herstellung von rund 1000 m<sup>3</sup> Trockenmauerwerk, ferner von rund 1000 m<sup>3</sup> Steinwurf und von rund 500 m<sup>2</sup> Pflaster, die Abtragung von 1000 m<sup>3</sup> quaderartigem Trockenmauerwerk und die Bewirkung von rund 35.000 m<sup>3</sup> Felsensprengung, wovon rund 10.000 auf Sprengungen am Lande und 25.000 m<sup>3</sup> auf Sprengungen entfallen, welche unter Wasser auszuführen kommen.

Felsensprengungen sind daher die hier vorwiegend zu vollführenden Leistungen. Insoweit dieselben bereits bewirkt, fand Cellulose-Dynamit ausschliessliche Anwendung. Die erforderlichen Bohrungen werden theils von Hand, theils auf maschinellm Wege ausgeführt. Es stehen nur Spaltzünder im Gebrauch, deren Entzündung durch die Bornhardt'sche Zündmaschine veranlasst wird.

Das hier zur Verwendung gekommene Diamantbohrsystem bildet den interessantesten Theil der schon entsprechend fortgeschrittenen Sprengungsarbeiten und soll deshalb des Näheren, aber nur in Kürze dargelegt werden.

Dieses Bohrsystem beruht auf dem einfachen Prinzip, ein an seinem untersten Ende mit Diamanten besetztes Hohlgestänge durch bestimmten Druck auf den Gesteinsboden zu pressen und dasselbe, um sein Einschleifen dort zu erzielen, in entsprechend rasche Umdrehung zu versetzen. Es gibt zwei Arten schwarzer Diamanten, die hierbei gewöhnlich Verwendung finden und unter den Namen Carbonat und Bort oder Bortz bekannt sind. Ein Spülstrom, welcher durch das Hohlgestänge bis zur Bohrschle geht, dient zur Entfernung des Bohrmehles.

Diese Erfindung verdanken wir Rudolf Leschot, welcher den Diamant zuerst im Jahre 1864 zu Gebirgsbohrungen anwendete.

Seitdem hat das Diamantbohrsystem große Ausbreitung gefunden. Seine größte Leistung wurde in Schladebach bei Merseburg erzielt, woselbst der Diamantbohrer zunächst um ein Kohlenlager zu erschließen und hierauf zu wissenschaftlichen Zwecken, nämlich zu Zwecken der Beurtheilung der Temperatur-Verhältnisse des Erdinneren, bis 1<sup>3</sup>/<sub>4</sub> Kilometer in die Tiefe der Erde eindrang. Der Anfangsdurchmesser betrug 280, jener der kleinsten Bohrkronen 31 mm. Nach solchen Erfolgen musste selbstverständlich jeder Zweifel an der Ueberlegenheit dieses Bohrsystems verstummen, dessen Leistungsfähigkeit wenigstens für lange Zeit dadurch als unerreichbar constatirt erschien. Ein wesentlicher, nicht zu unterschätzender Vortheil dieses Systems liegt auch darin, dass man bei Anwendung desselben sehr oft zusammenhängende Bohrkörner erhält, welche das Alter, die Structur und Lagerung, das Einfallen und Streichen der Schichten sowie deren Mächtigkeit erkennen lassen.

Submarine Bohrungen mit dem Diamantbohrer kamen bisher nur in England und in den vereinigten Staaten von Nord-Amerika und zwar theils zum Behufe von Flusscorrectionen, theils bei Regulirung des Hafens von New-York, überall aber nur mit den besten Erfolgen zur Ausführung. Der Apparat mit Dampfkessel wurde dort erforderlichenfalls auf einem Schiff oder Floss aufgebaut, und dieses durch Streben gegen die Schwankungen des Wassers festgestellt.

Der Bohrer mit Hohlgestänge, Diamantbohrkronen und Wasserspülung eignet sich besonders für hartes homogenes Gestein. Am Struden, woselbst die Sprengungsarbeiten am 3. Februar 1890 an der Kellerecke und zwar vorerst nur am Lande begonnen haben, ist das Gebirge zwar Granit, aber nicht von gleichartiger Structur, sondern lassenreich und sind der Hauptsache nach dort drei Varietäten hinsicht-

lich der vorfindlichen Gesteinhärten, nämlich fester, minder fester und verwitterter Granit zu unterscheiden.

Die erwähnten Vorarbeiten bestanden in Handbohrungen und bezweckten zunächst lediglich die Gewinnung des erforderlichen Arbeitsraumes. Experimente zur Einleitung der maschinellen Bohrung wurden zwischenzeitig veranlasst, um hiedurch verlässliche Anhaltspunkte über das richtige Verhältnis zwischen Arbeitskraft und Leistung, Bohrgeschwindigkeit und Bohrdruck, über Anzahl und Größe der Diamanten, sowie über die Adjustirung der Bohrkronen u. s. w. zu gewinnen. Die größten Schwierigkeiten, welche sich der Einführung des maschinellen Betriebes am Struden entgegenstellten, lagen begreiflicherweise in der Lösung des hier dargebotenen Problems der Kraftübertragung, nachdem durch die große Stromgeschwindigkeit, durch die kataraktartige Strömung sowie durch die vorherrschenden heftigen und wellenartigen Gegenströmungen nicht nur jede Verwendung von Schiffen und Flößen zur directen Unterbringung eines Motors, sondern auch die Aufstellung sonstiger Transmissions-Mechanismen geradezu ausgeschlossen war. Dieser Aufgabe boten nun die Fortschritte der Elektrotechnik, das einzig geeignete Mittel zur Lösung, indem mechanische Arbeit in Elektrizität und diese wieder durch die centrale, über den Diamantbohrer veranlaßte Aufstellung einer secundären Dynamomaschine in mechanische Bohrarbeit umgesetzt wird.

Die fortschrittliche Entwicklung der elektrischen Kraftübertragung erscheint bekanntlich durch den Umstand hauptsächlich gehemmt, dass sie nur dort in Concurrenz mit den mechanischen Uebertragungsarten erfolgreich einzutreten vermag, wo sie vorerst befähigt ist, ebenso billig wie die letzteren zu arbeiten. Diese Calculation lag nun vorliegenden Falles außer aller Betrachtung, und war vielmehr die Anwendung der elektrischen Kraftübertragung hier in Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse ein unbedingtes Erfordernis für die Einführung des maschinellen Bohrbetriebes.

Der am Struden functionirende Apparat ist eine Neuheit, worauf die Bauunternehmung der Struden-Regulirung, A. Schlepitzka, das Patent erworben hat. Der Mechanismus zerfällt zunächst in zwei Hauptbestandtheile, in das Bohrgerüst und in den Bohrapparat.

Ersteres besteht aus einem eisernen, 40 m langen Gittersteg, dessen Ende mit einem um seine Achse drehbaren Mastbaum einerseits fest verbunden, und andererseits von einem Drahtseil getragen ist, das um die fixe Rolle eines vom Mast abzweigenden Ausschlagbaumes und von dort hierauf um die Welle eines an demselben angebrachten Krannes laufend, das Heben und Senken dieses Gitterträgers zulässt. Das Bohrgerüst ist am Ufer aufstellbar und gestattet auch die Drehung des Trägers in der Horizontalebene, wodurch mit demselben in seinem Umkreise das Erreichen jedes beliebigen Punktes und sonach auch über diesen die Aufstellung des Bohrapparates ermöglicht erscheint.

Als wesentliche Bestandtheile des Bohrapparates kommen hervorzuheben: das Bohrrohr mit der Bohrkronen, der Verschub-Mechanismus, die Wasserspülung und die secundäre Dynamomaschine. Das Bohrrohr bildet ein aus

einzelnen Stücken zusammengeschaubtes und nach Bedarf zu verlängerndes Hohlgestänge aus Stahl. Es hat den Bohrkern aufzunehmen und das Spülwasser zur Entfernung des Bohrschmandes bis zur Bohrsohle zu leiten. Die Bohrrohrtheile sind von circa 1.0 m Länge, 35 mm äußerem und 25 mm innerem Durchmesser. Die Bohrkronen sind aus Gußstahl erzeugt und an das unterste Rohr (Kernrohr), eingeschraubter Ring, der an seiner unteren Fläche größere Carbonat-Diamanten trägt, welche in kleine Vertiefungen derart verstemmt sind, dass sie einige Millimeter hoch hervorragen. Um große Berührungsflächen mit dem zu bohrenden Gestein zu erhalten, werden die Diamanten mit ihren Spitzen und scharfen Kanten nach innen und mit ihren großen Flächen nach außen versetzt. Der Vorschub-Mechanismus besteht aus einem Querhaupt, welches zwischen zwei Schienen eines aufrechten Gestelles gleitet, die Dynamomaschine, die Bohrspindel und das Gestänge trägt, und welches mit diesem im successiven Fortschreiten des Bohrens sinkt, bis ein neues Stück eingeschaltet werden kann. Es lassen sich hiebei zweierlei Führungen unterscheiden, wovon die eine den Apparat in seiner Gänze, die andere hingegen speciell das Hohlbohrgestänge betrifft. Die erstere ist wie vorbemerkt ähnlich jener eines Rammklotzes, der sich zwischen den Rammsäulen bewegt, während die zweite mit der Bewegung eines Schlittens zusammenhängt, welches gleichfalls zwischen den eisernen Ständern vertical nach auf- oder abwärts geschoben werden kann. Dieser Schlitten endigt in einem Rohrstutzen, welcher unten gezahnt ist, und senkrecht auf der Bohrstelle am Felsen feststeht. Innerhalb des Rohrstutzens bewegt sich der Bohrer. Auch erscheint das Bohrgestänge endlich noch durch die in jeder Querverbindung des Schlittens angebrachte kreisförmige Oeffnung geführt.

Das Gewicht des Querhauptes und der Hohlgestänge ist durch eine einfache Vorrichtung theilweise abgebremsst, beziehungsweise derart abbalancirt, dass der Ueberschuss desselben den erforderlichen Bohrdruck ergibt. Das Reguliren des Vorschubes erfolgt ebenfalls durch die erwähnte Bremsvorrichtung und geschieht von Hand durch den Bohrmeister. Während des Bohrens muss der Spülstrom ununterbrochen erhalten und gut regulirt werden, da sonst der Bohrschmand nicht gehoben und vielmehr das Festsetzen des Schlammes an die Bohrkronen veranlasst wird, wodurch das Einklemmen derselben oder Weitungen des Bohrloches bewirkt werden können.

Die Wasserspülung bei dem am Struden aufgestellten Bohrapparat erfolgt durch eine Druckleitung, die mit einer gewöhnlichen Pumpe in Verbindung steht, und das Wasser unmittelbar unter der Dynamomaschine in das Hohlgestänge hineintreibt.

Nun erübrigt mir zur Vervollständigung meiner Beschreibung des Bohrapparates nur noch einige Worte über die secundäre Dynamomaschine zu sagen. Diese ist von gewöhnlicher Construction, wie vorbemerkt über dem Hohlgestänge central angebracht, hat ein Gewicht von rund 350 Kilogramm und repräsentirt eine Arbeitskraft von rund 3 Pferdekraften.

Der vollständig montirte Bohraparat wird von dem vorerwähnten Gittersteg getragen, auf welchen er auch verschiebbar ist. Um die Bohrarbeit zu beginnen, erscheint es nothwendig, den Gittersteg vorerst in die richtige Lage zu bringen und hierauf den Apparat über die bestimmte Bohrstelle zu verschieben. Wird nun der Diamantbohrer auf dieselbe versenkt, die Dynamomaschine mit der auf transportablen Säulen angebrachten, also verstellbaren Stromleitung verbunden, so tritt der Bohrer selbst in Function. Die erforderlichen größten Bohrtiefen betragen 3 höchstens 4 m. Während das feste und zum Theil auch das mindere Gestein continuirliche Bohrkern von größerer oder kürzerer Länge ergibt, erhält man beim Bohren des verwitterten Granits bloß Bohrmehl gröberer oder feinerer Gattung. Die Bohrlochstärke ist 50, der Durchmesser des Bohrkernes 20 mm. 1500 bis 2000 Umdrehungen per Minute repräsentiren die Bohrgeschwindigkeit, 300 kg den Bohrdruck, mit welchem der Bohrer senkrecht auf den Felsen gepresst wird. Die Maximal-Leistung per 10 Minuten ist 1 m Länge des Bohrloches in der ersten, 80 cm in der zweiten und ungefähr 50 cm in der dritten Tiefe. Die Patrone wird nach Beendigung jeder Bohrung, bezw. sofort nach dem Herausziehen des Bohrers eingesetzt, während die Entzündung aller im Verlaufe von 24 Stunden bewirkten Bohrlochladungen gewöhnlich nur einmal im Tage, u. zw. um die Mittagstunde unter Vorkehrungen für die Sicherheit des Verkehrs erfolgt.

Um schliesslich noch ein Bild der Gesamtanlage zu geben, kann ich nicht unterlassen auf die Beschränktheit der Baustelle aufmerksam zu machen, die übrigens den Hochwassergefahren ausgesetzt ist. Die Arbeit muss wegen der letzteren periodisch unterbrochen werden. Sie bietet überdies nur wenig Angriffspunkte, was wohl zunächst in der Kostspieligkeit der Sprengungs-Apparate und erforderlichen Rüstungen, sowie auch dadurch seine Erklärung findet, dass die Arbeiten auf einzelne Objecte concentrirt erscheinen, und der erforderliche finanzielle Aufwand doch nur ein relativ geringer ist. In dem außer dem Hochwasserbereiche situirten Maschinenhause steht eine 9pferdige Dampfmaschine, in einem Nebenraume desselben die ebenso starke primäre Dynamomaschine. Dort befindet sich auch das mit einem Läutewerk verbundene Schaltbrett, welchem die Regelung der gesamten elektrischen Arbeit obliegt. Nachdem die verschiedenartigen Lassen, welche das Gebiege durchziehen, während ihre Bohrung, sowie die verschiedenartigen Härtegrade des zu bohrenden Gesteines selbst, und endlich der Eintritt sonstiger Hindernisse im regelmäßigen Fortschreiten des Bohrens, eine stete und entsprechende Regelung des Stromes, beziehungsweise der Bohrgeschwindigkeit, des Bohrdruckes oder kurz der ganzen Bohrarbeit erheischen, so bietet der vorerwähnte Schalter nicht nur die Möglichkeit, die Gesteinhärte, die Bohrlochtiefe, den Arbeitsfortschritt das Ausfallen von Diamanten und sonstige Vorkommnisse sofort zu erkennen, sondern zugleich auch das geeignete Hilfsmittel, um die Geschwindigkeit zu verringern, oder plötzlich einzustellen. Zur Verminderung der Stromstärke dienen in die Leitung eingeschaltete Glühlichter oder Bogenlampen.

Von den übrigen Baulichkeiten, welche auf dem Bauplatz situirt sind, ist noch eine Bauhütte, eine Cantine und eine Schmiede zu erwähnen. Die Arbeiter, deren Anzahl kaum 180 in den belebtesten Arbeitsperioden erreicht haben dürfte, finden in den Häusern der Umgebung ihre Unterkunft. Dem Landtransport des aus den Sprengungen gewonnenen Gesteines dient eine Rollbahn, für dessen Transport zu Wasser sind die nöthigen Steinplatten vorhanden.

Zur Förderung der gesprengten Felsstücke aus dem Flusse ist die Anwendung eines Priestmann'schen Excavateurs in Aussicht genommen.

Das verflossene erste Baujahr war den Regulierungsarbeiten nichts weniger als günstig. Nachtheilige Witterungsverhältnisse und insbesondere der wiederholte Eintritt bedeutender Hochwässer verzögerten ebenso sehr die systematische Einleitung im Beginne der Arbeit, wie sie in ihrem späteren Verlaufe der fortschrittlichen Entwicklung und dem entsprechenden Fortgange hindernd in den Weg traten.

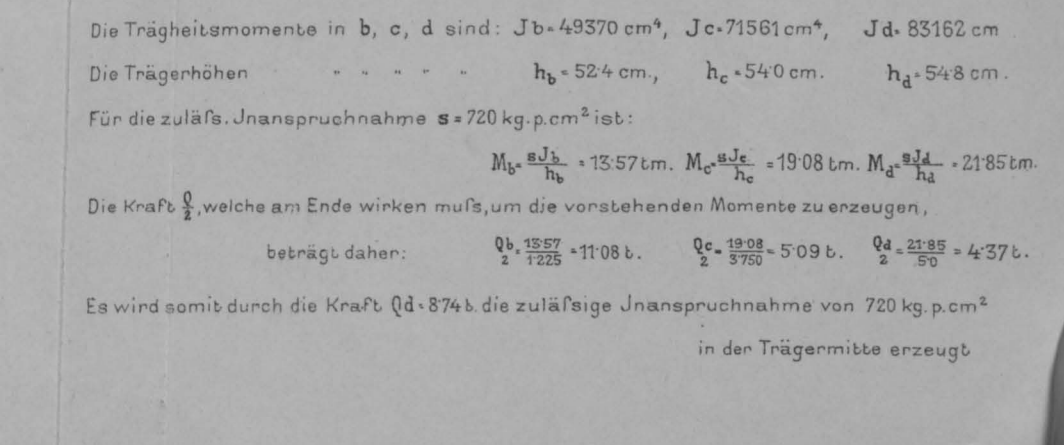
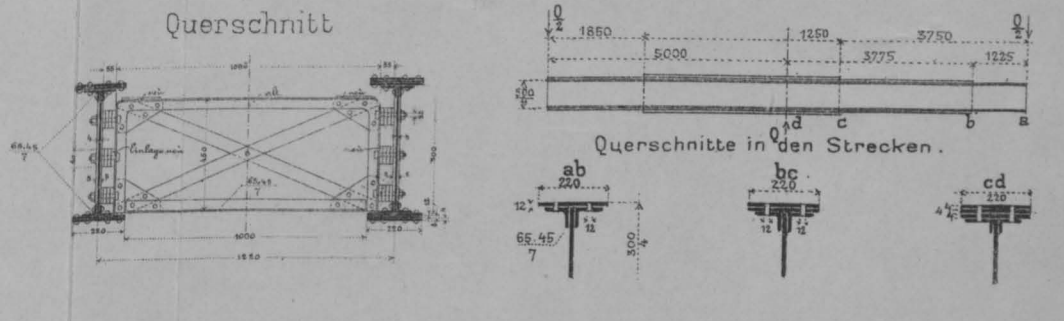
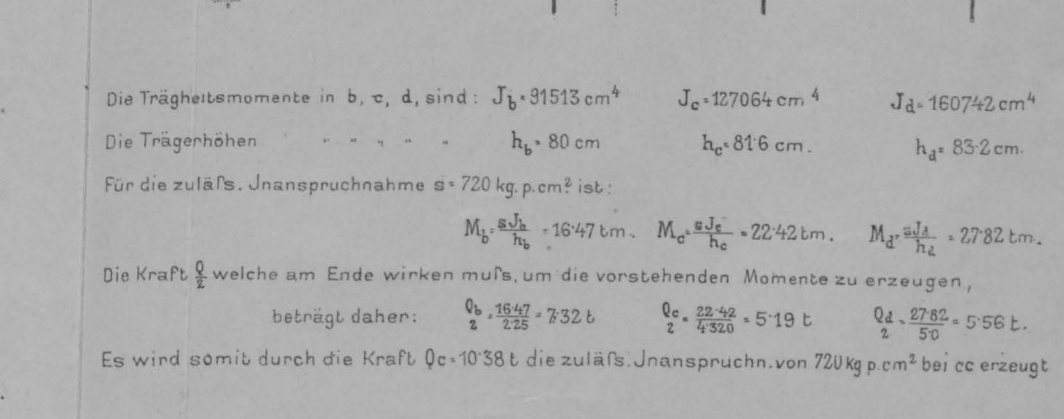
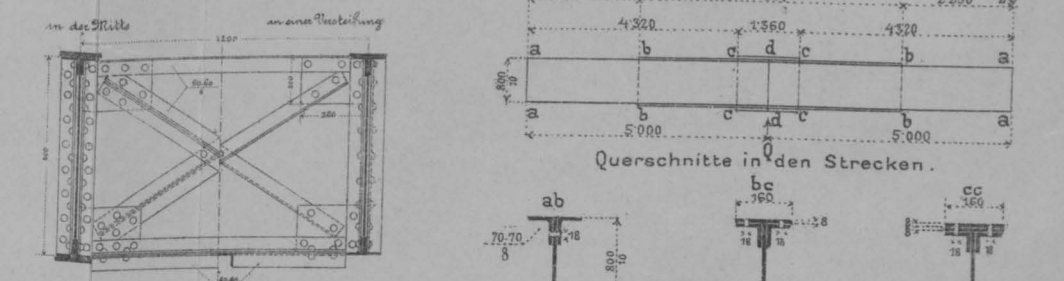
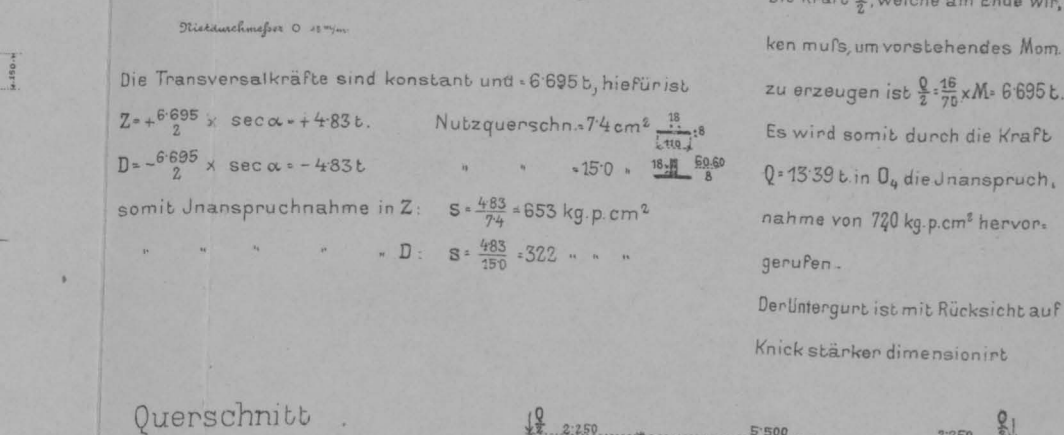
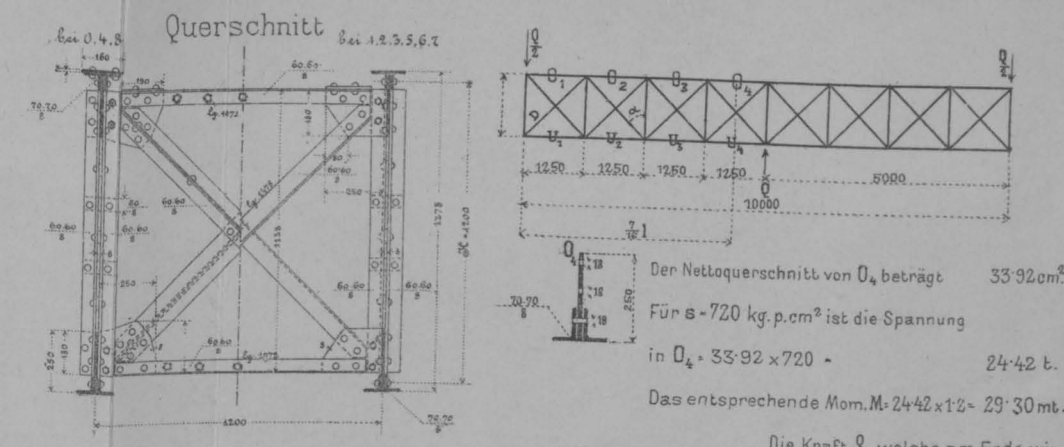
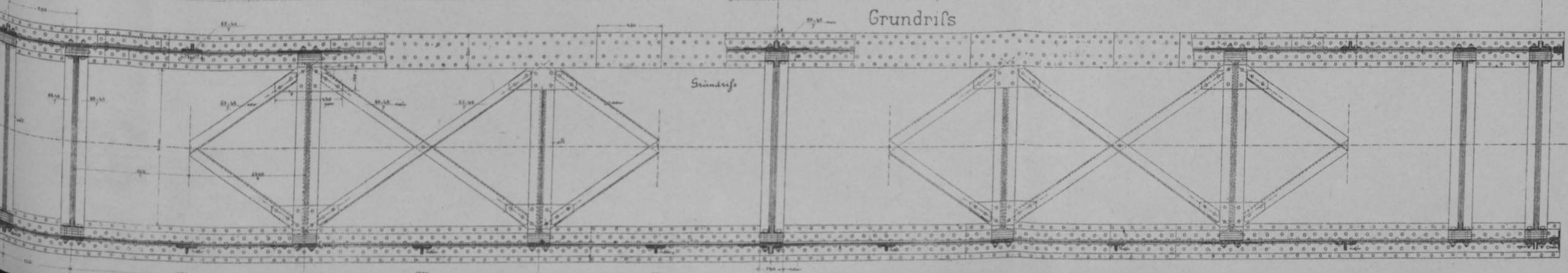
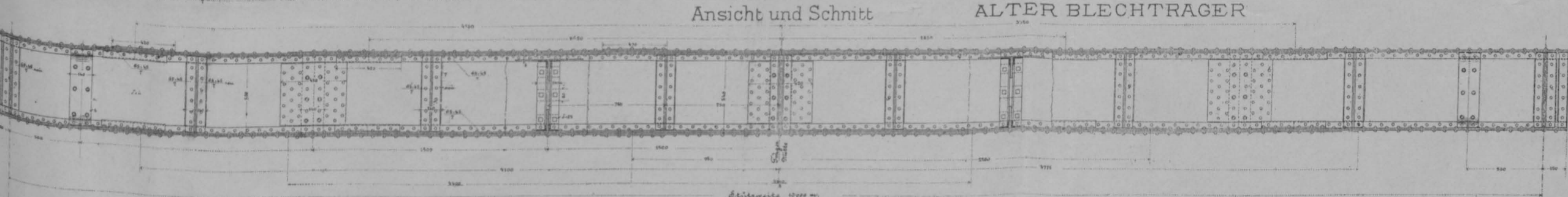
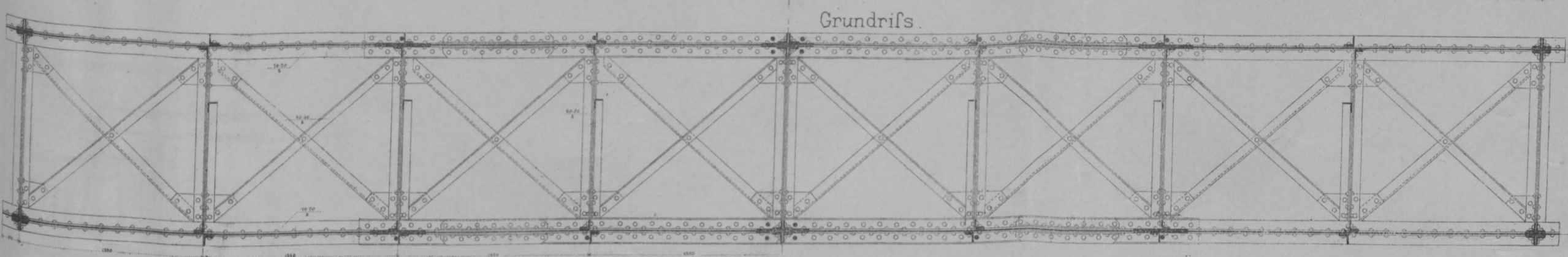
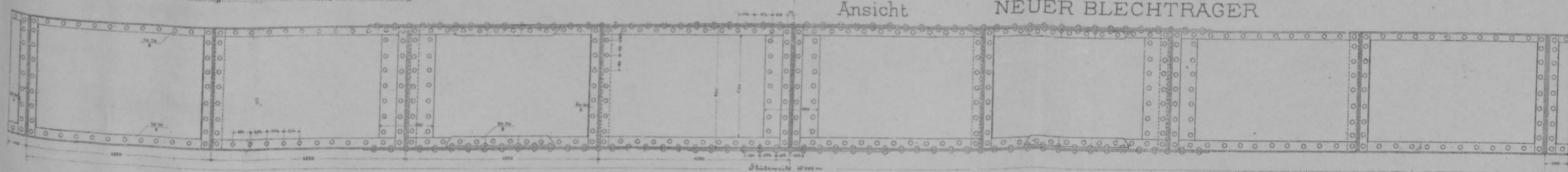
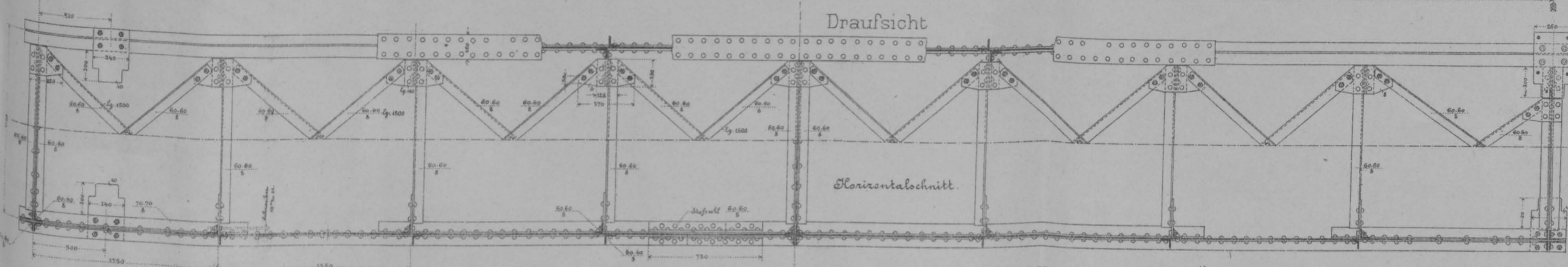
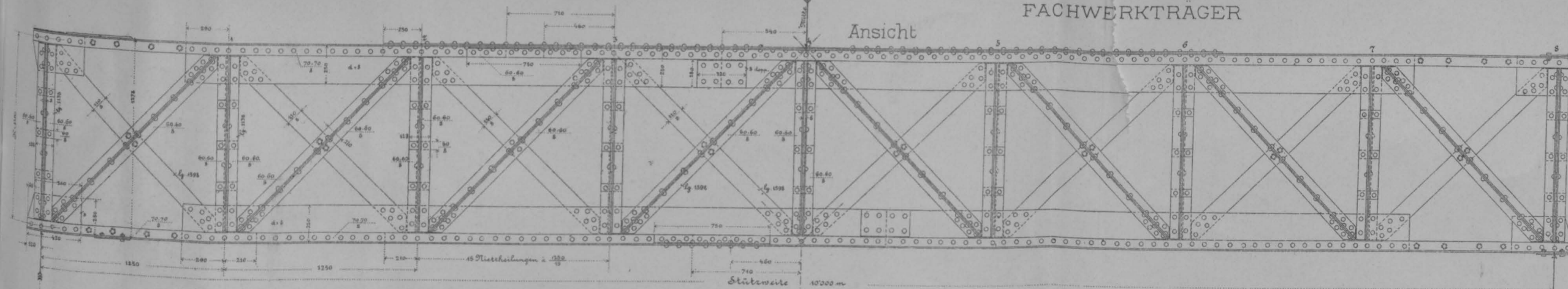
Der bisher erzielte Gesamtfortschritt charakterisirt sich im Großen und Ganzen am deutlichsten durch den Hinweis auf die seither vollführten Felsensprengungen. Dieselben betragen bis dato (Jänner 1891) ca. 21.000 m<sup>3</sup>, wovon ca. 14.000<sup>3</sup> Sprengungen am Lande und das Restquantum hingegen jene unter Wasser betrifft. Den ungünstigen Arbeitsverhältnissen war es auch zuzuschreiben, dass Sprengungen selbst bei minder vortheilhaften Wasserständen veranlasst wurden. Es handelte sich eben hauptsächlich nur um die Gewinnung der zur Einrichtung des maschinellen Betriebes erforderlichen Erfahrungs-Resultate, welche damals im Allgemeinen mangelten, nachdem derartige oder ähnliche Einrichtungen bisher nicht bestanden haben.

#### *Discussion zu vorstehendem Vortrage.*

Herr Ingenieur Klunzinger vermisst in den Projectplänen Aufnahmen, die sich auf Wassermengenmessungen, besonders bei kleinen Wasserständen, beziehen. Hiedurch wären Anhaltspunkte darüber zu gewinnen, wie sich das künftige Längenprofil des Wasserspiegels gestalten wird. Dass nämlich durch die Aussprengung des Strudenkanals eine Wasserspiegelsenkung eintreten werde, erscheint dem Redner wahrscheinlich und er verweist diesbezüglich auf folgende von ihm erhobene Thatsachen. Am 3. October 1884 war der Wasserstand am Greiner Pegel 0.75 m über Null, während er zu gleicher Zeit am Struden nur 0.80 m betrug. Die Differenz der Wasserstände war sonach 0.45 m. Nach Mittheilung des Herrn Hofrath v. Wex in unserer Zeitschrift geht aber hervor, dass zu Anfang der 50er Jahre alle Pegel correspondirend gesetzt worden sind, und es muss sonach die oben constatirte Senkung des Wasserspiegels am Struden der in den Jahren 1854 bis 1856 erfolgten Absprengungen am Hausstein und der Erweiterung des Waldwassers zugeschrieben werden. Redner ist daher der Anschauung, daß man die Sprengungen am Struden in möglicher Tiefe, aber successive und nicht gleich in der ganzen Breite vornehmen möge, um aus den Wirkungen der allmähigen Ausführung auf den schliesslichen Effect urtheilen zu können. Uebrigens theilt Redner die Ansicht der französischen Wasserbau-Ingenieure, dass für die Regulirung derartiger Stromschnellen das einzige sichere Erfolg versprechende Mittel ein Schleusenkanal ist.

Herr Ministerialrath Rössler bemerkt hiezu, dass die von Herrn Klunzinger gewünschten Erhebungen und Aufnahmen angeordnet sind und dass überhaupt bei dem Regulirungswerke mit der größten Vorsicht und Ueberlegung vorgegangen werden wird.







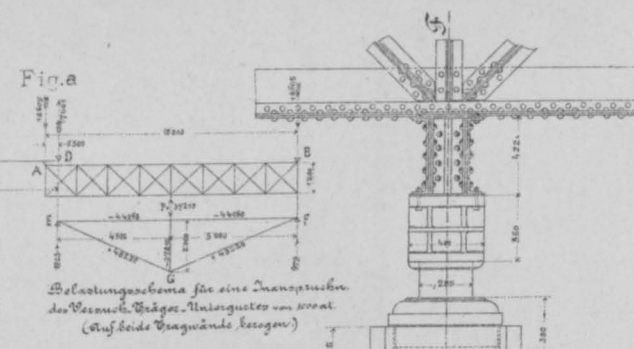


Fig. 1.  
ANSICHT DES ARMIRTEN TRÄGERS.

Tragfähigkeit des armierten Trägers  
bei 1000 at. Inanspruchnahme desselben,  
auf beide Tragwände bezogen  
P = 1074 t.

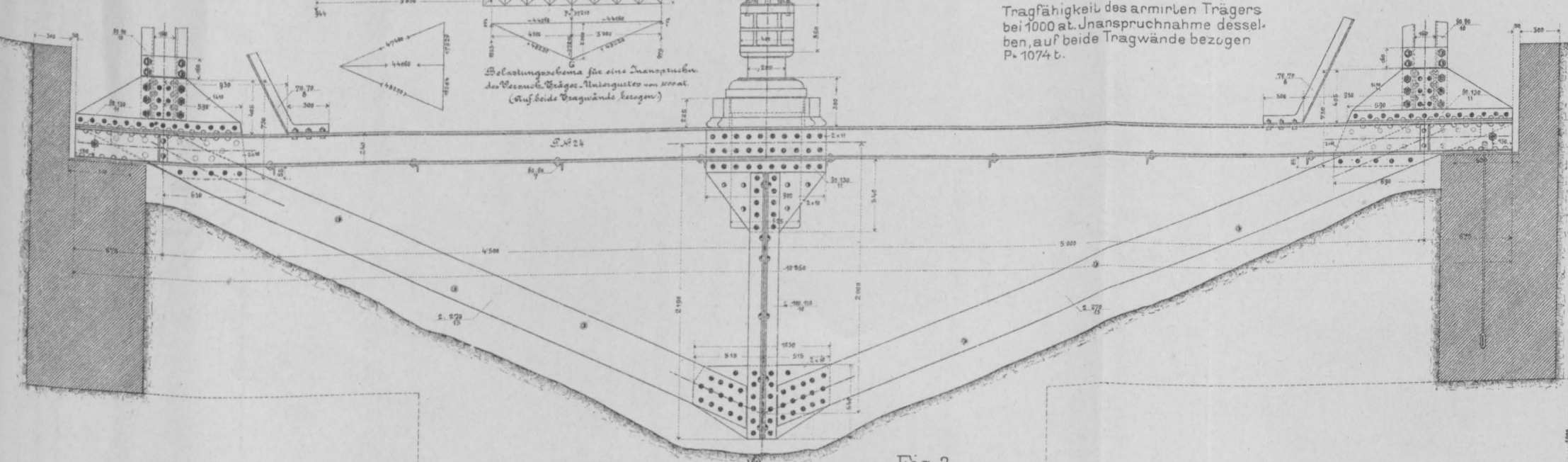


Fig. 2.  
GRUNDRIS.

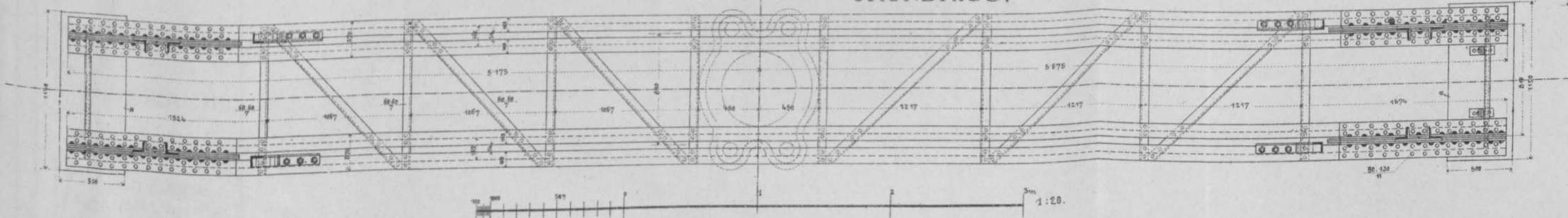


Fig. 7.  
ANSICHT.

Maafstab: Fig. 1-6 und 9-13: 1:40.  
Fig. 7-9: 1:100.

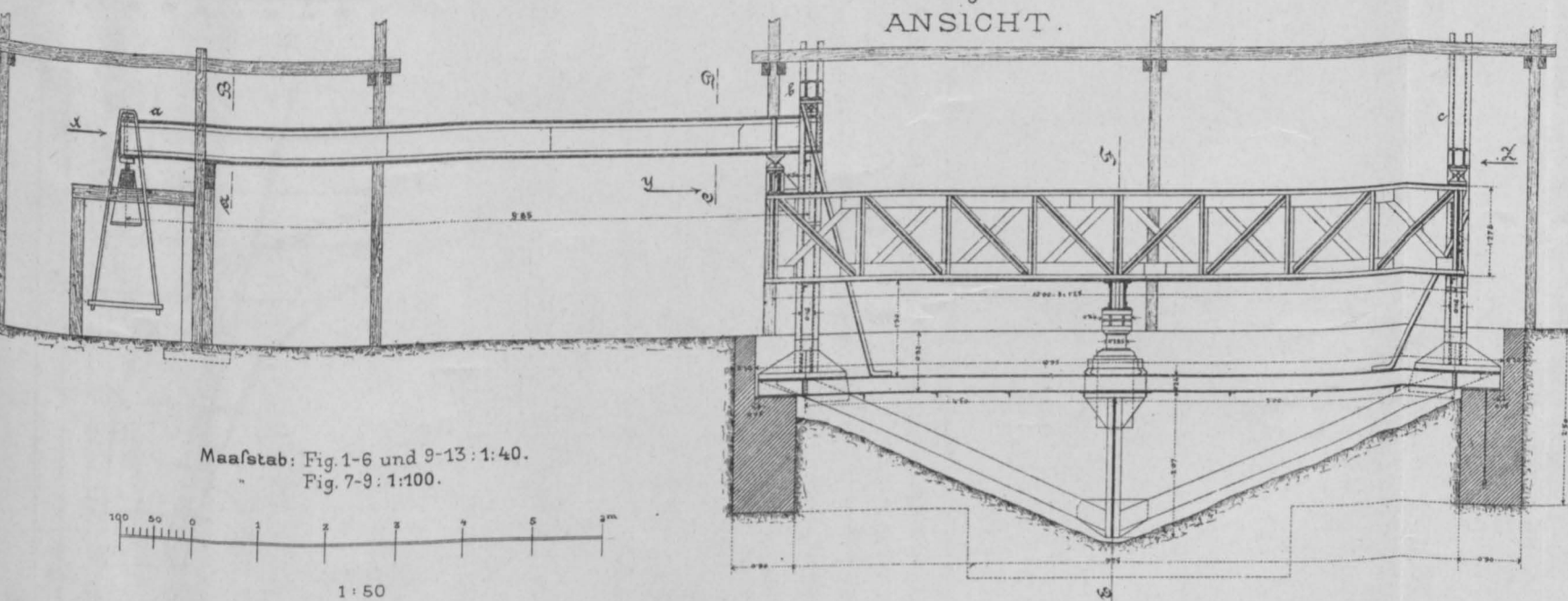
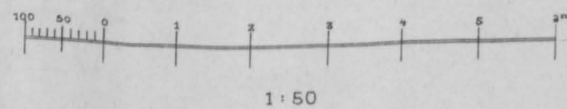


Fig. 8.  
GRUNDRIS.

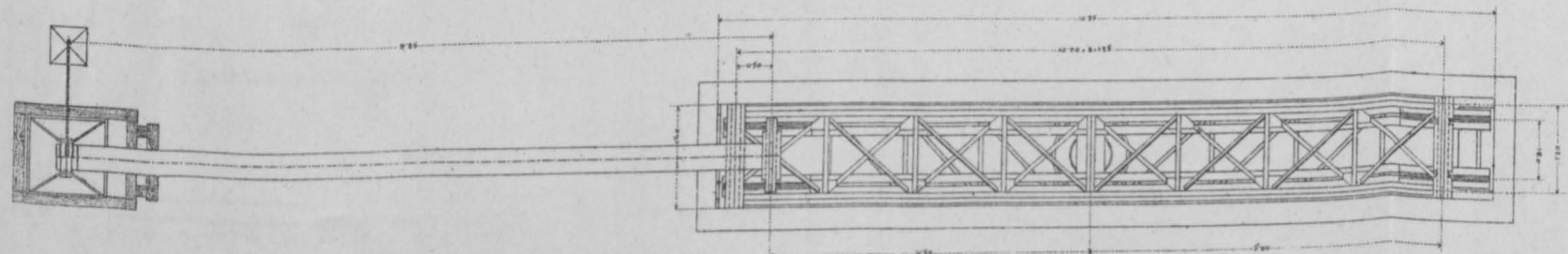


Fig. 9.  
QUERSCHNITT

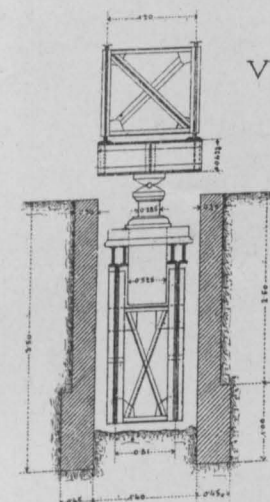


Fig. 11.  
VORDER-ANSICHT X. DETAIL bei a.

24 mm. Nieten  
20 " "  
17 " "  
25 " Schrauben  
20 " "  
17 " "

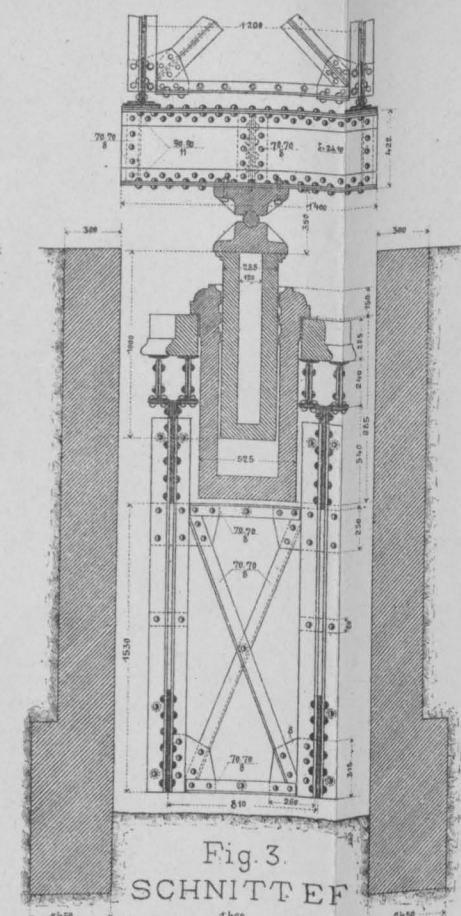


Fig. 3.  
SCHNITT EF

Fig. 10.  
SCHNITT AB.  
Ausbalancierung des Gewichtshebels.

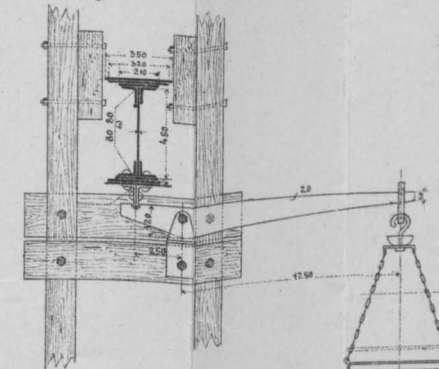


Fig. 12.  
DETAIL bei a.

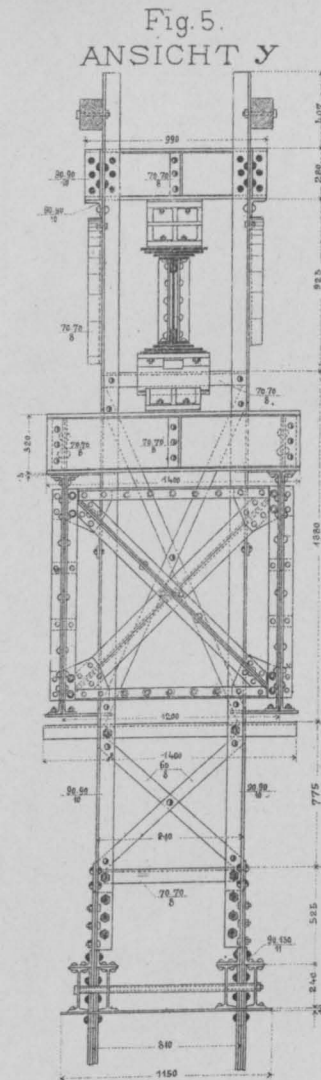


Fig. 5.  
ANSICHT Y

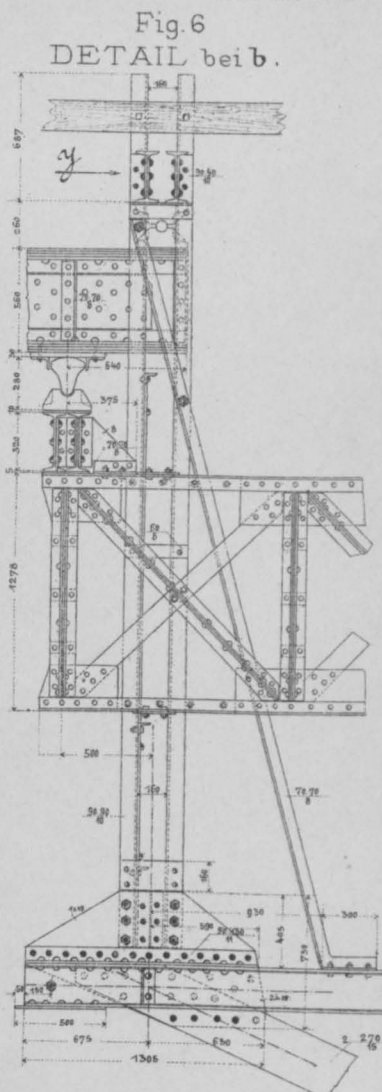
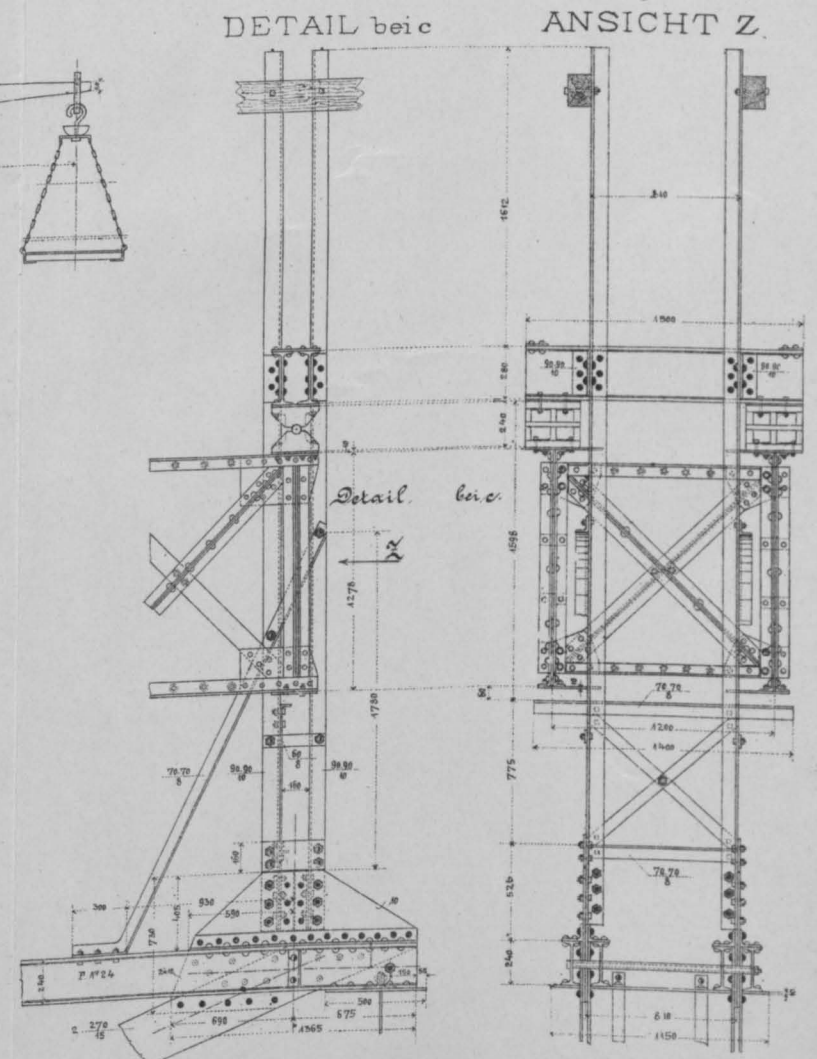


Fig. 6.  
DETAIL bei b.





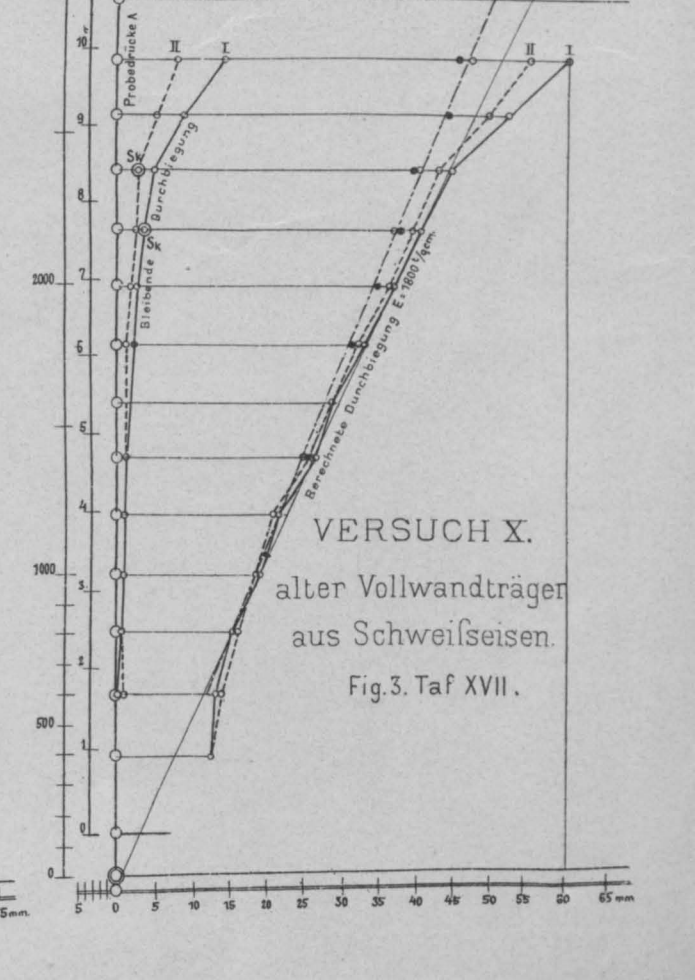
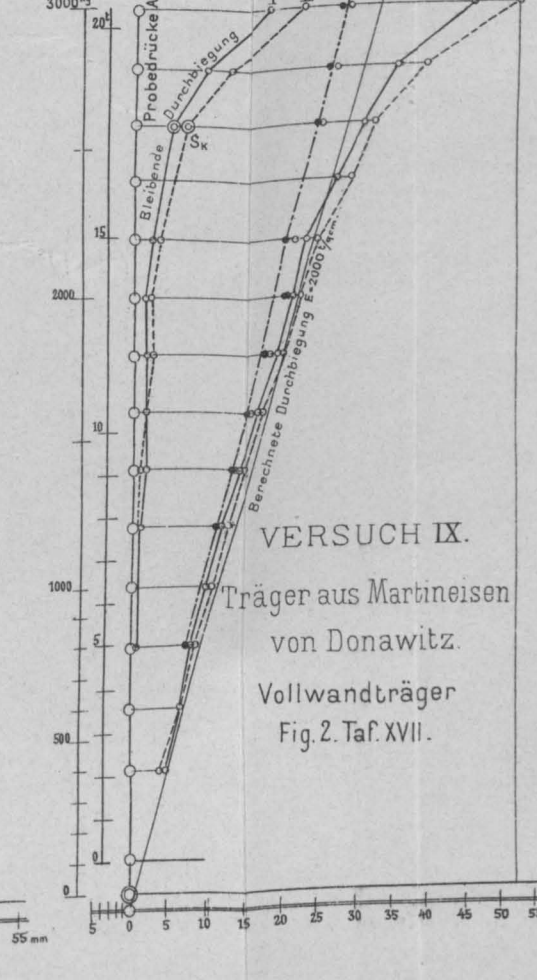
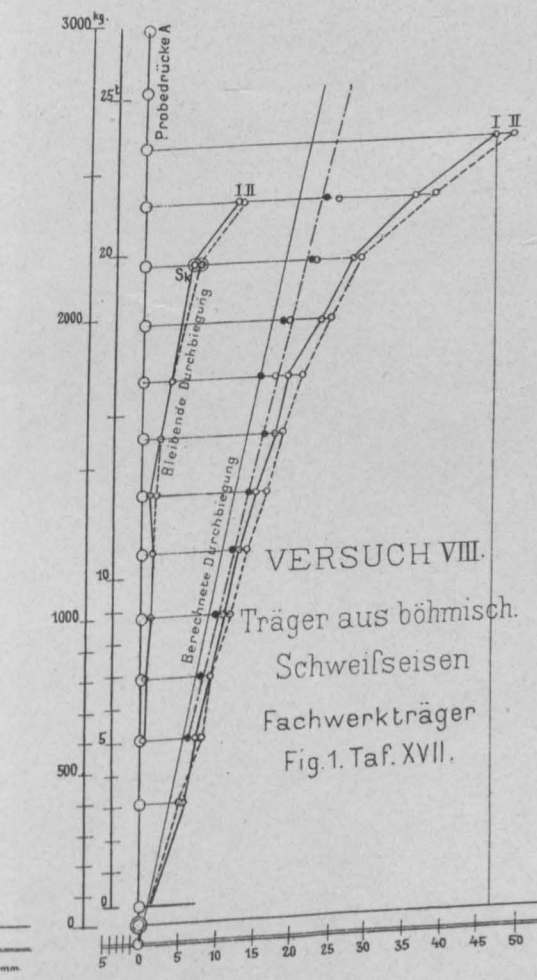
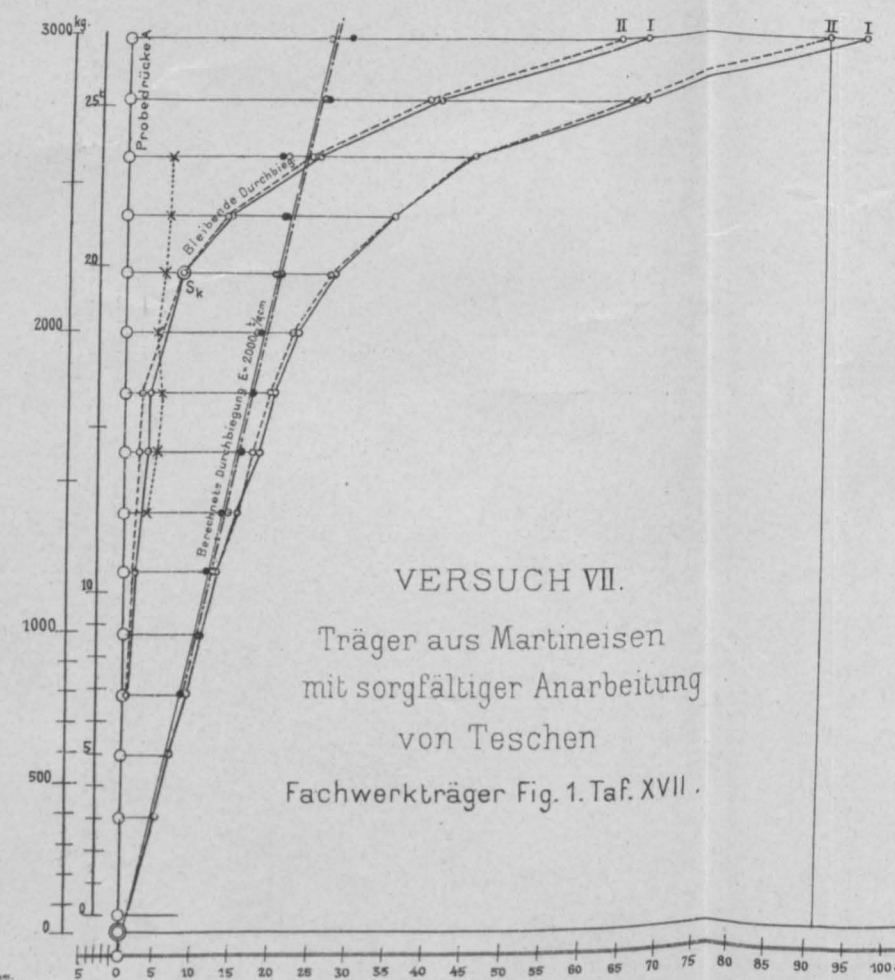
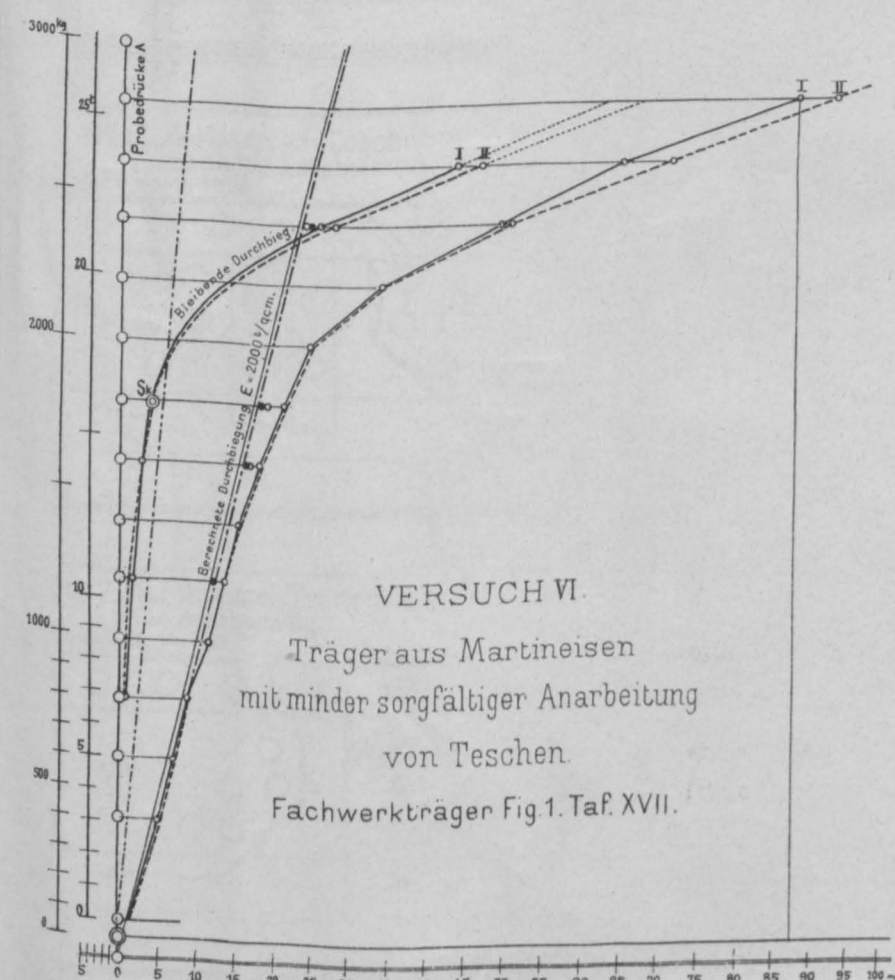
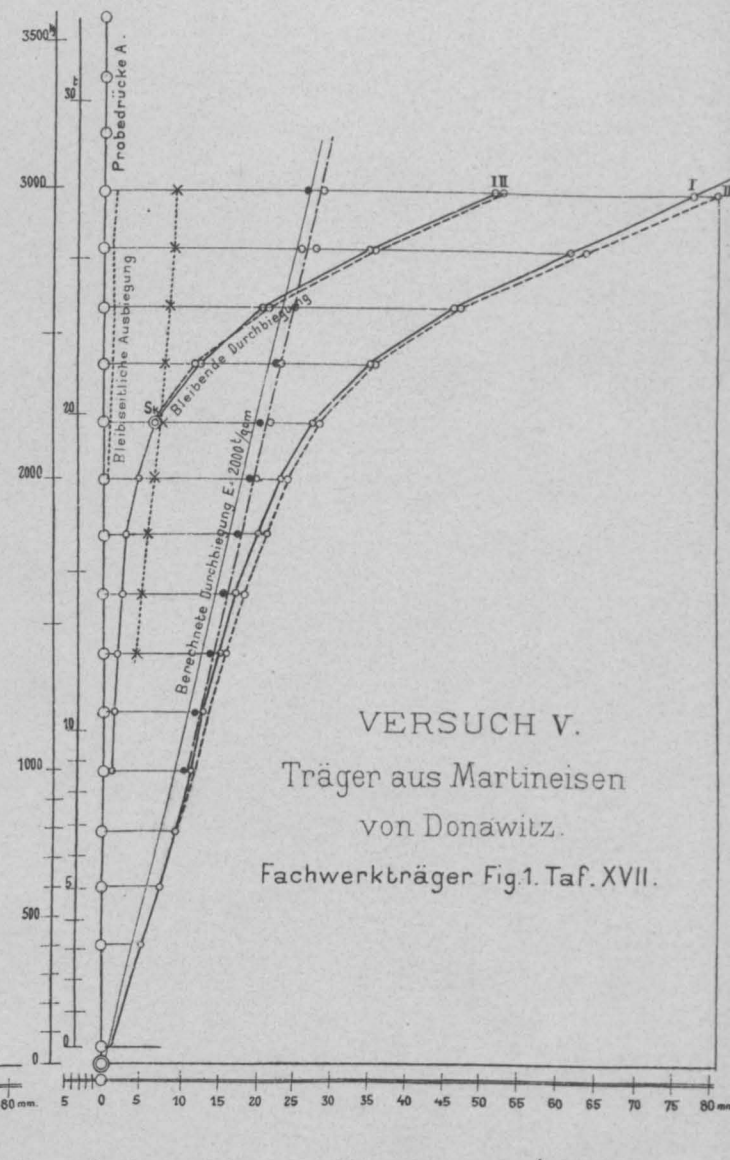
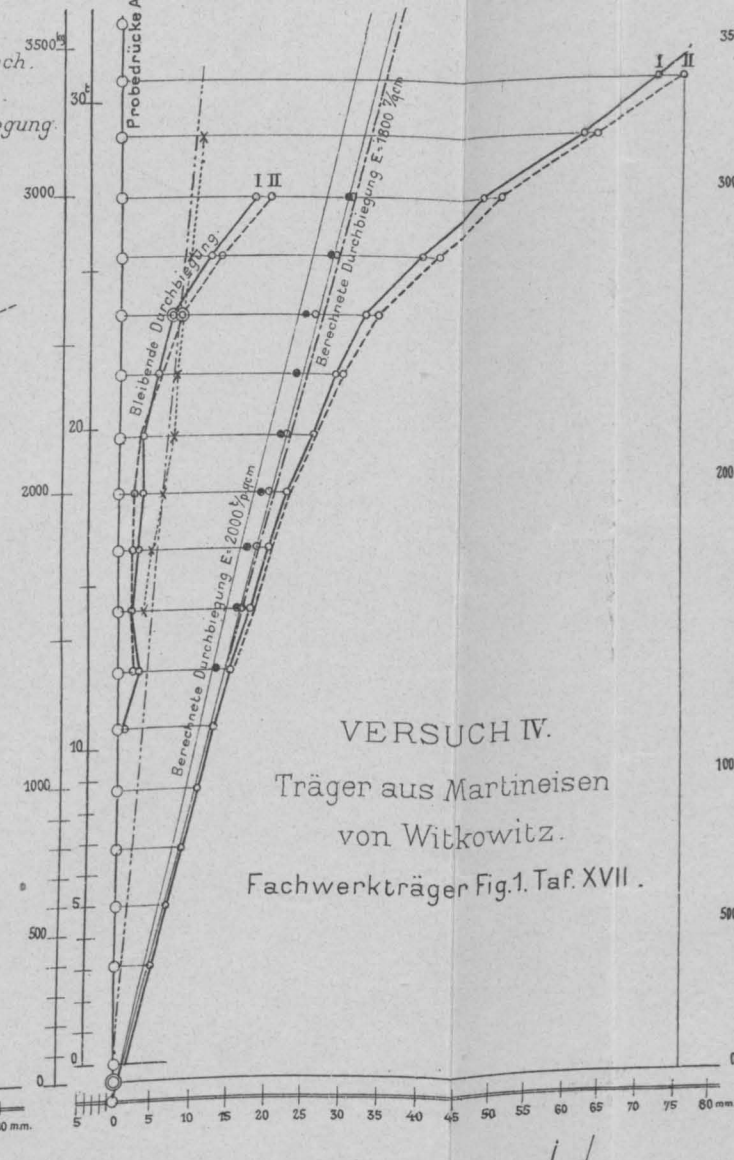
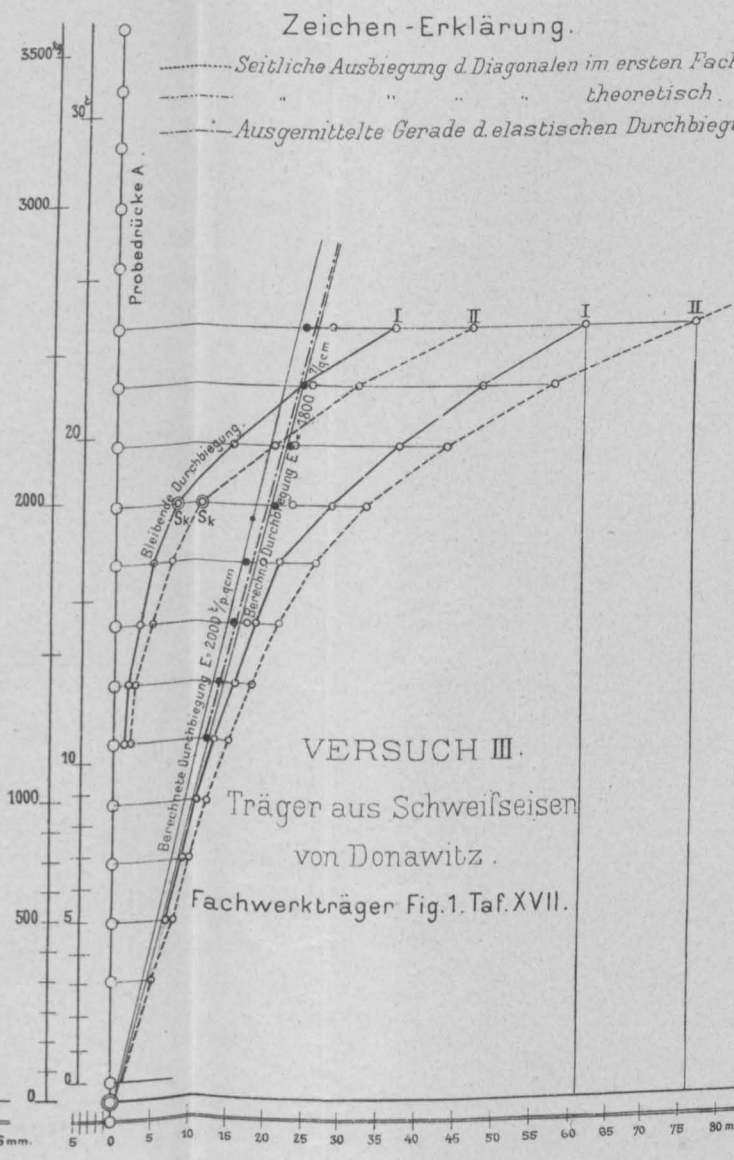
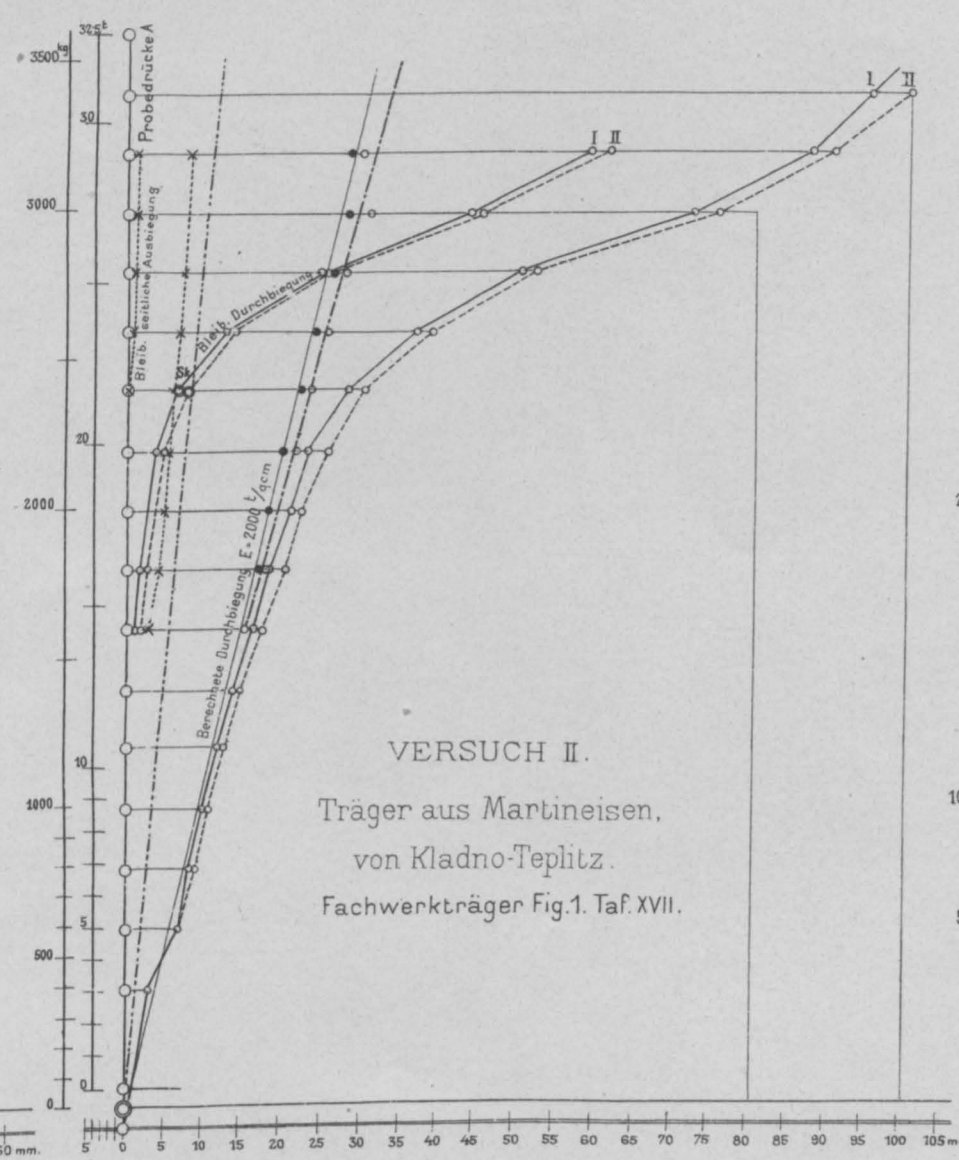
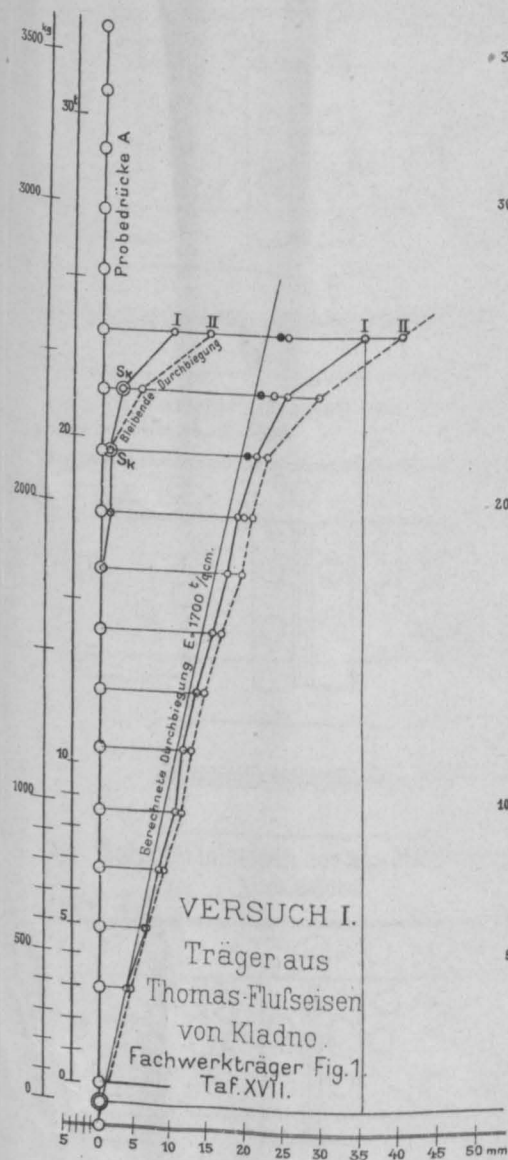




Fig. 1. Thomas-Flusseisen von Kladno-Teplitz. Versuch vom 4.-2.-1889. Fig. 2. Martin-Flusseisen von Kladno-Teplitz. Träger I. Versuch 7.-2.-1889. Träger II. Fig. 3. Schweißseisen der alp. Montangesellschaft. Versuch vom 11.-2.-1889. Träger I. Knoten 4. Untg.

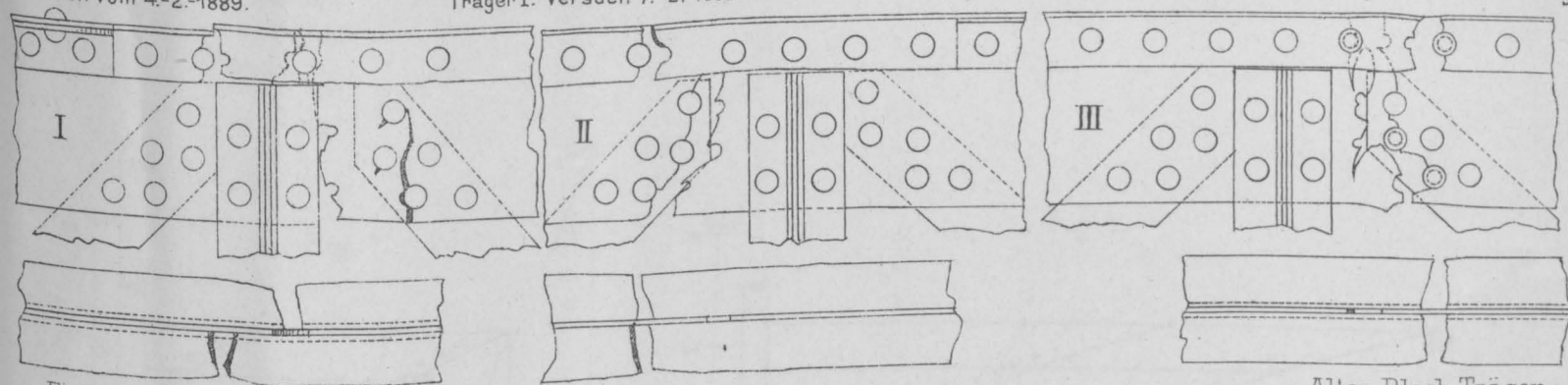


Fig. 4. Martin-Flusseisen aus Witkowitz. Versuch vom 14.-2.-1889. Träger I. Knoten 4.

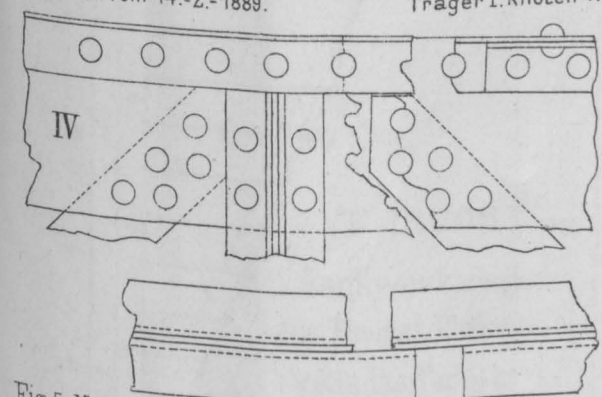
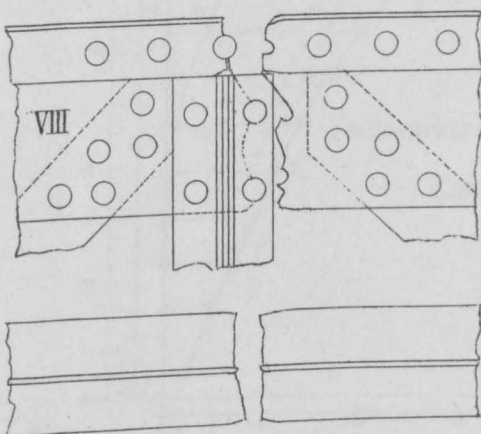


Fig. 8. Prager Schweißseisen. Versuch 7.-10.-1889.



Alter Blech Träger. Versuch 14.-10.-1889.

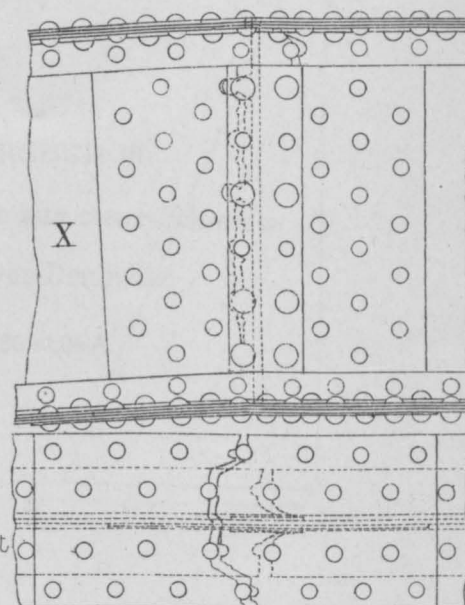


Fig. 5. Martin-Flusseisen der alp. Montangesellschaft. (Donawitz.) Träger II. Knoten 4.

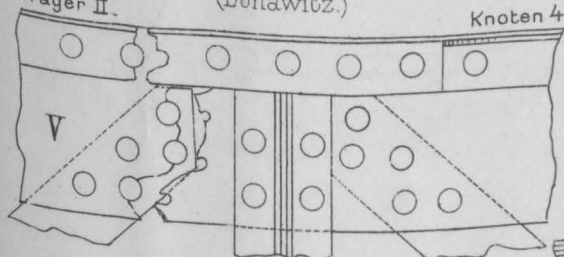


Fig. 9-11. Martineisen der alp. Montangesellschaft. Versuch 10.-10.-1889.

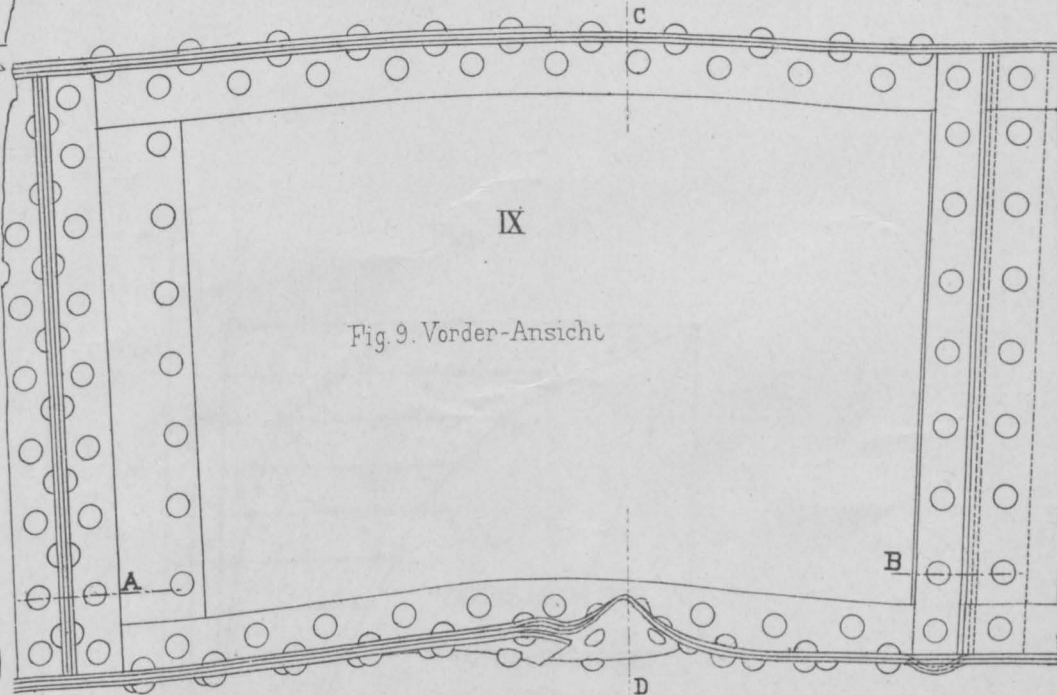


Fig. 6. Martineisen-Teschen's gewöhnliche Anarbeitung. Versuch 30.-9.-1889.

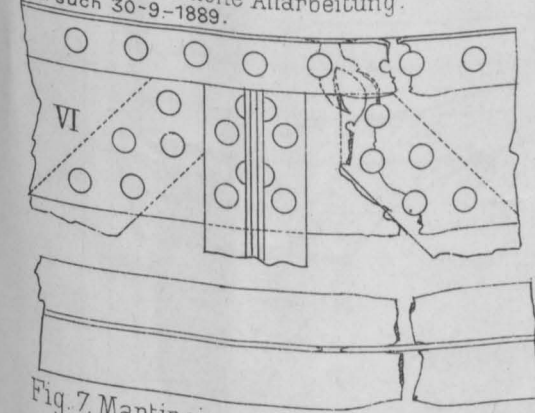


Fig. 7. Martineisen-Teschen's gute Anarbeitung. Versuch 3.-10.-1889.

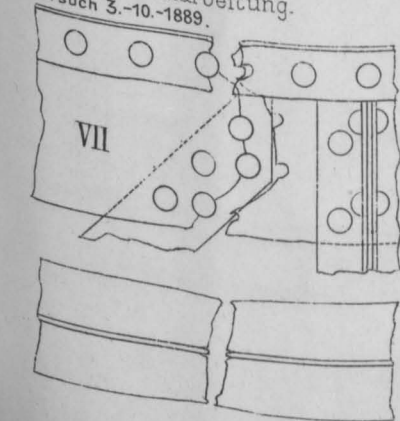


Fig. 11. Querschnitt CD.

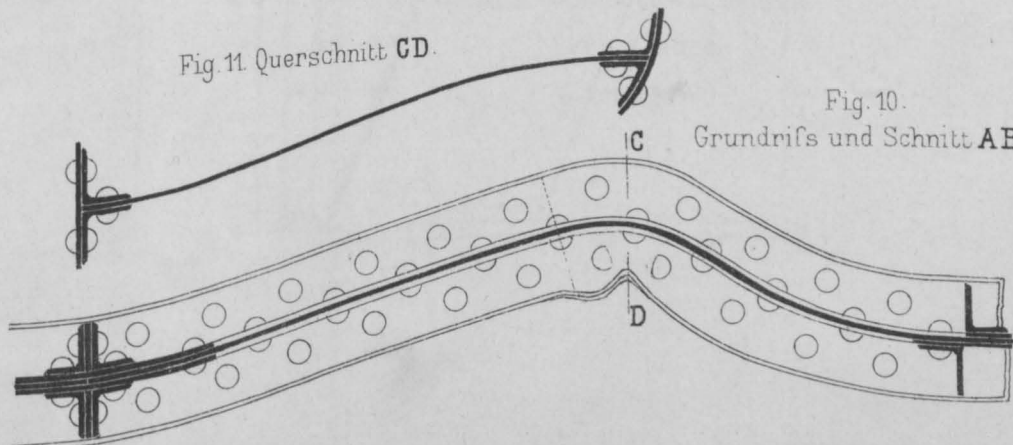


Fig. 10. Grundriss und Schnitt AB.

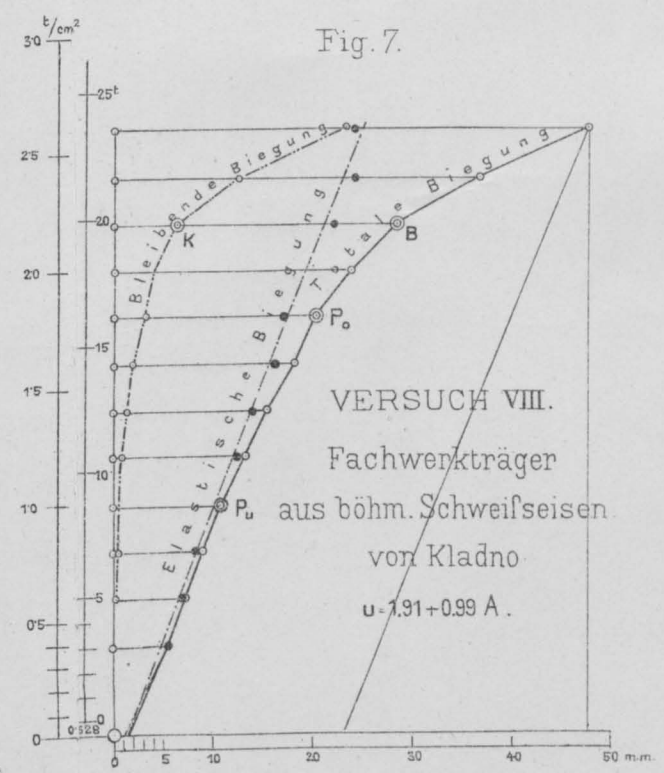
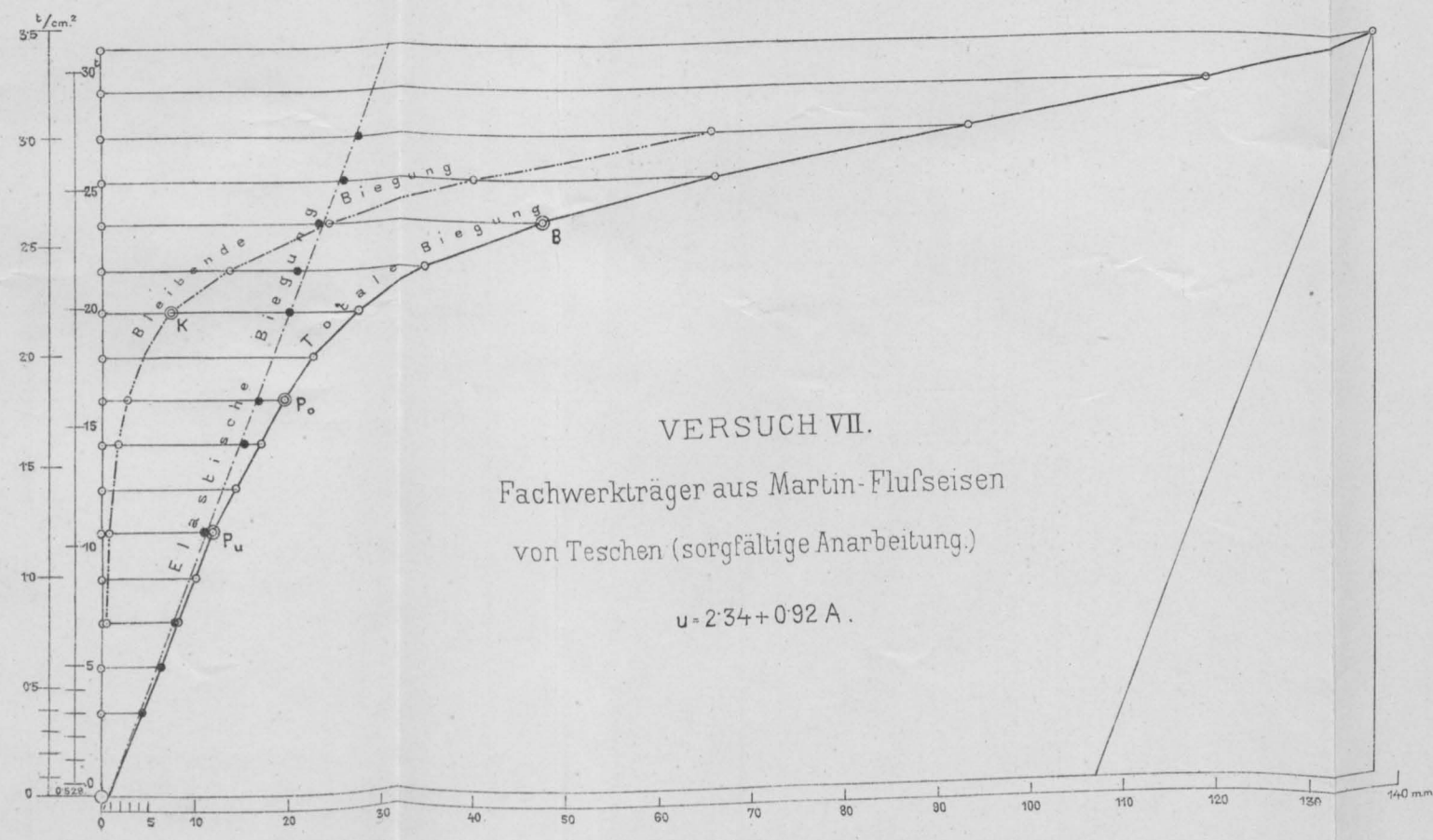
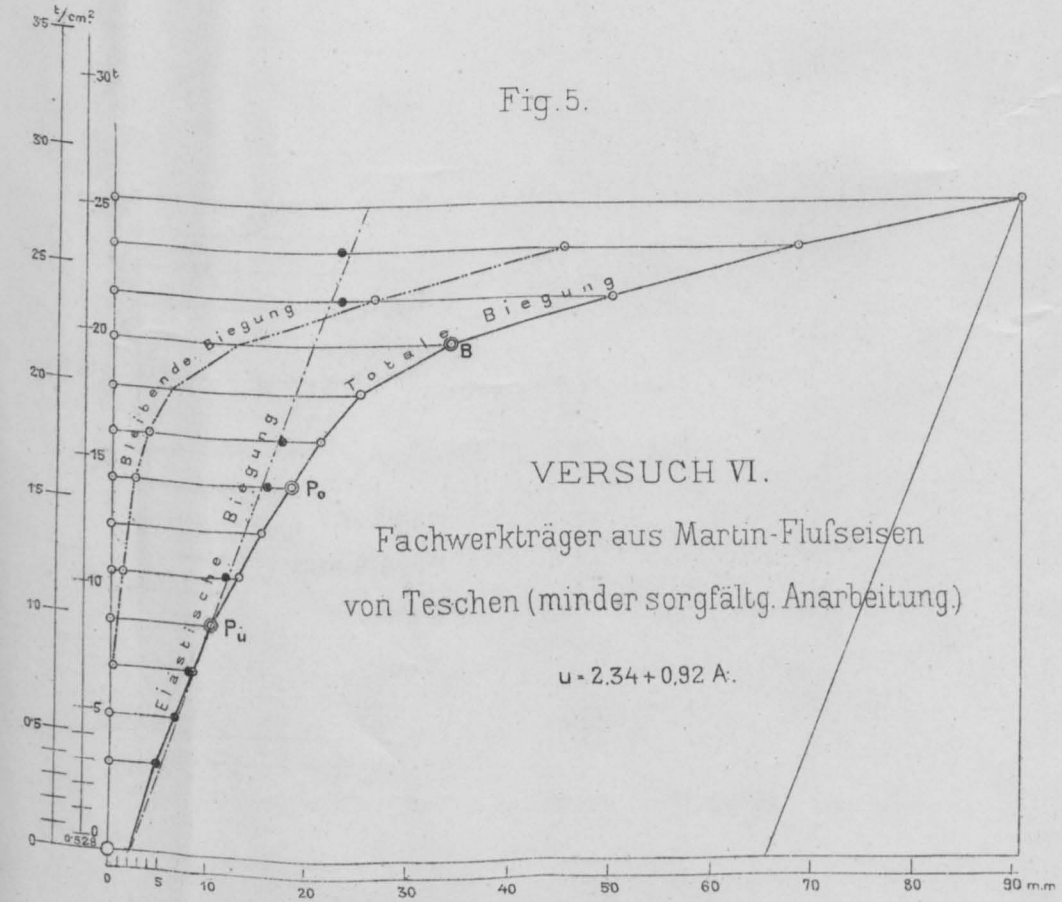
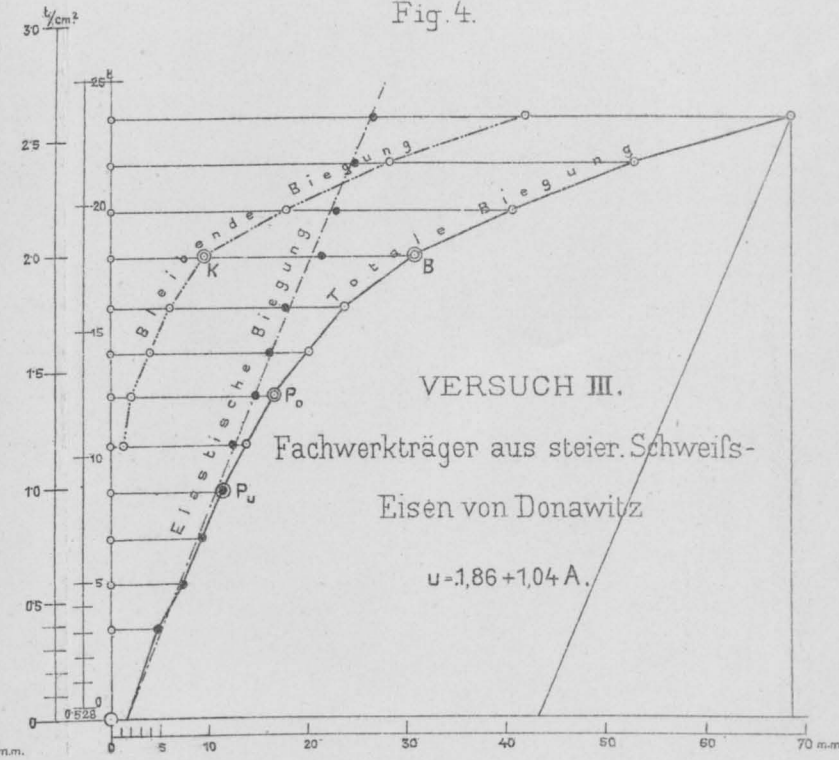
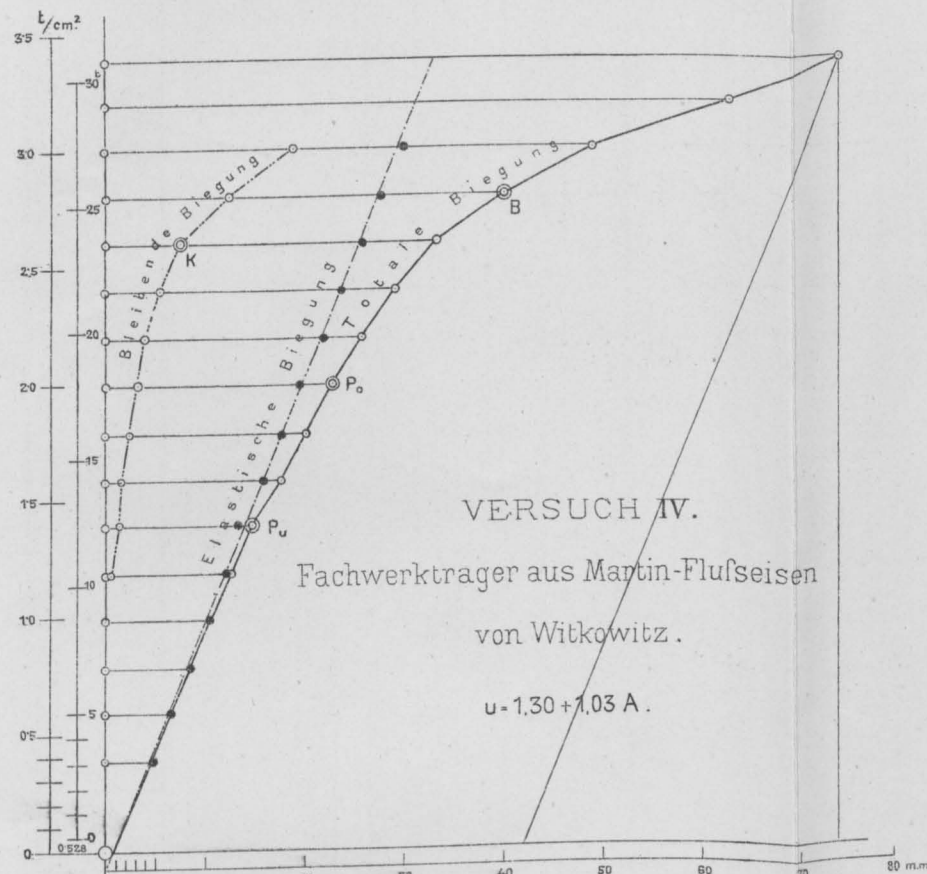
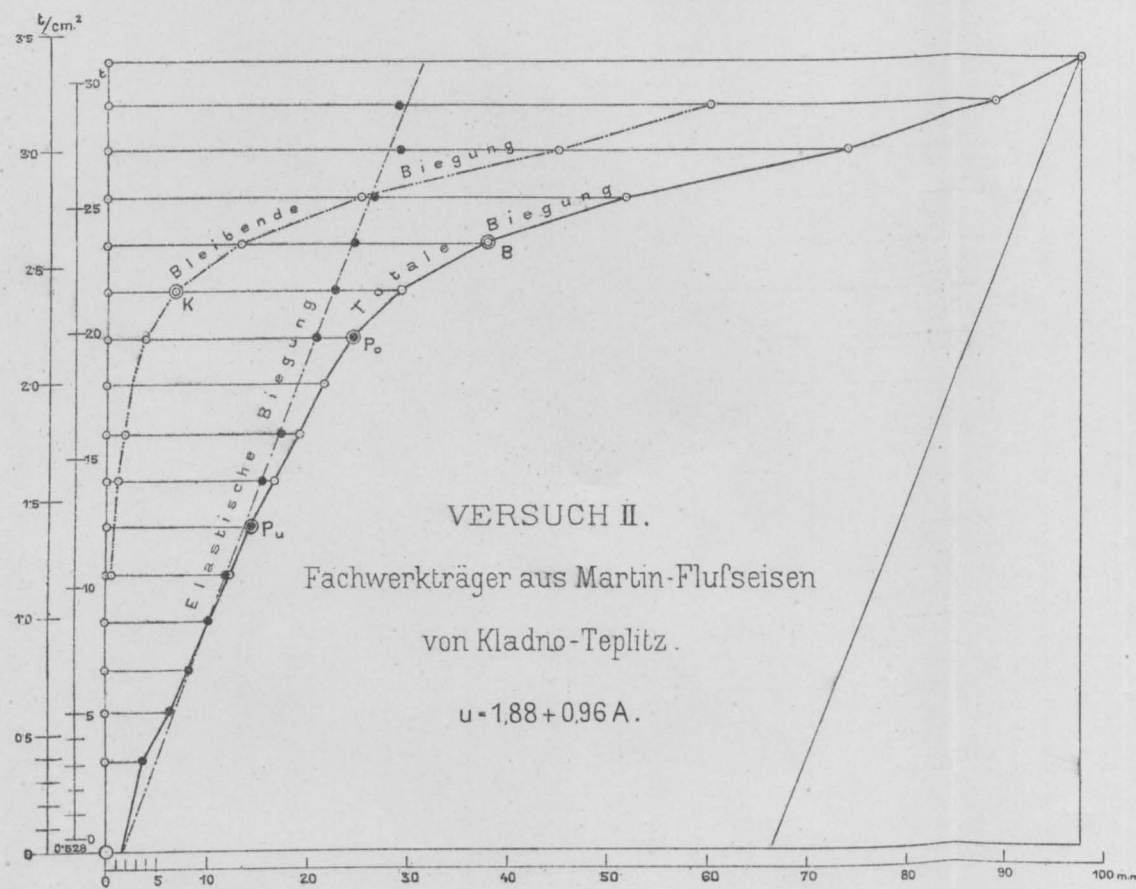
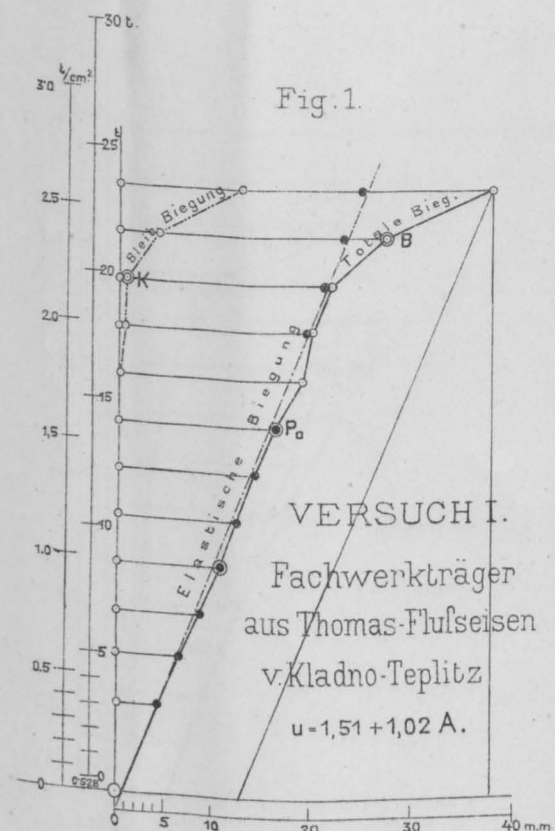
Fig. 2.

Fig. 3.

Fig. 4.

Fig. 6.

Fig. 7.





# VERSUCHE MIT FLUSS-UND SCHWEISSEISEN-TRÄGERN.

Fig. 1.

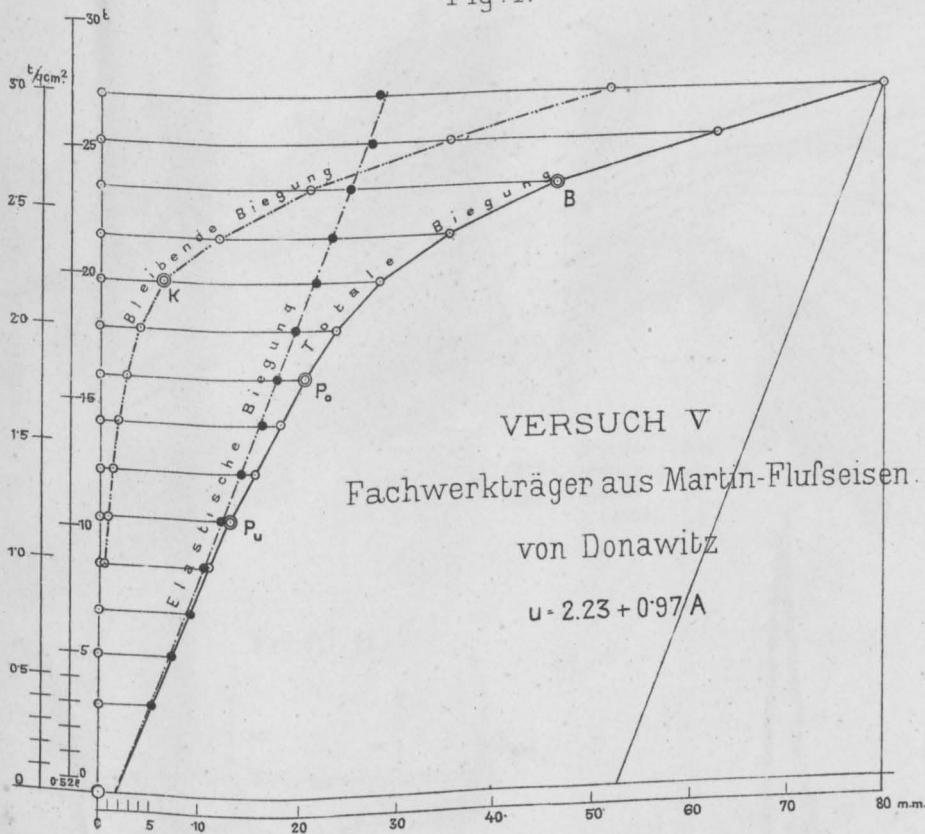


Fig. 2.

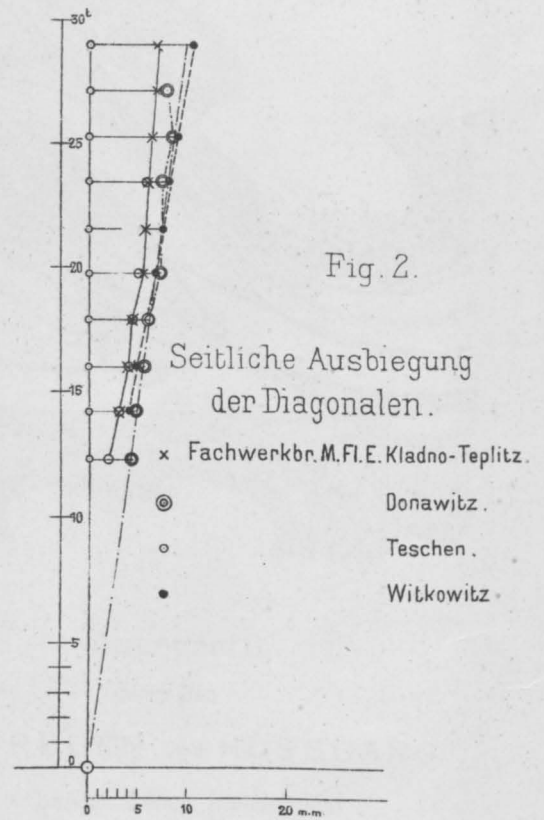


Fig. 3.

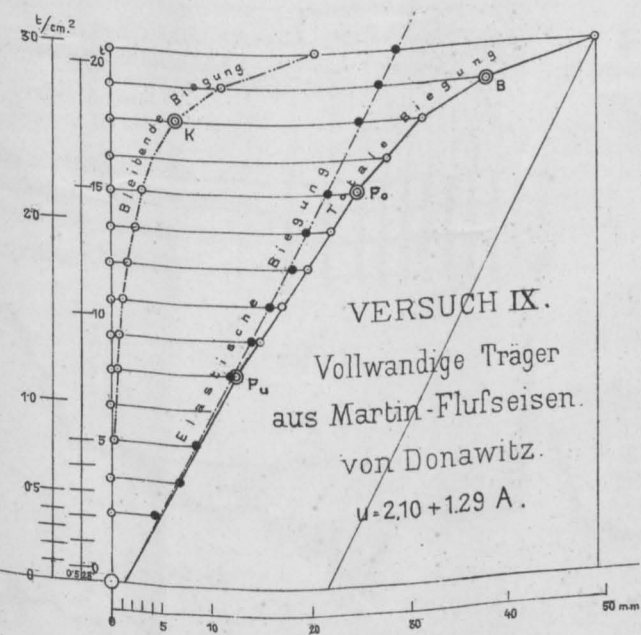


Fig. 4.

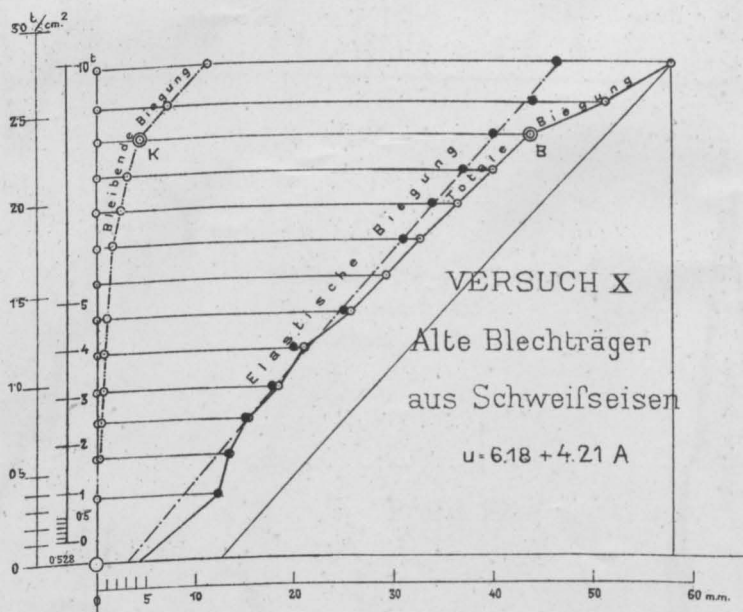


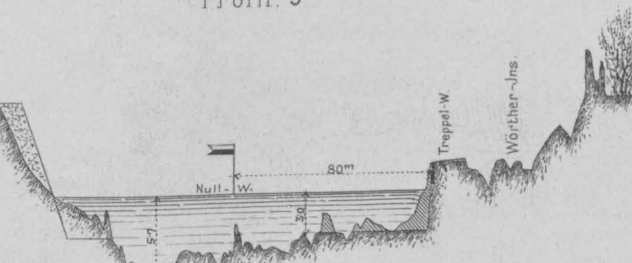


Fig. 1.  
SITUATION DES DONAU-STROMES  
vom RABENSTEIN bis HAUSTEIN.  
bei dem Nullwasserst. am Pegel in Struden.

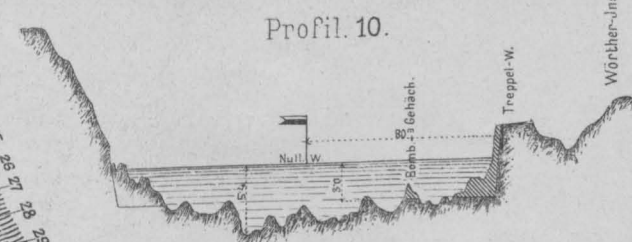
1:6000.



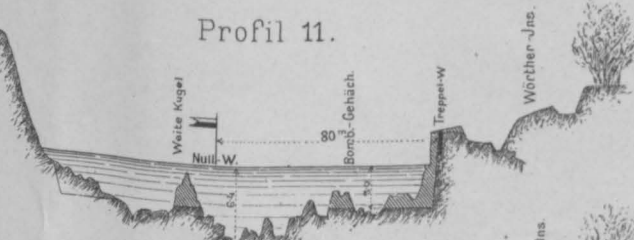
Profil. 9.



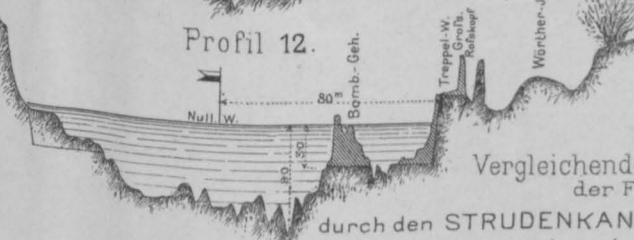
Profil. 10.



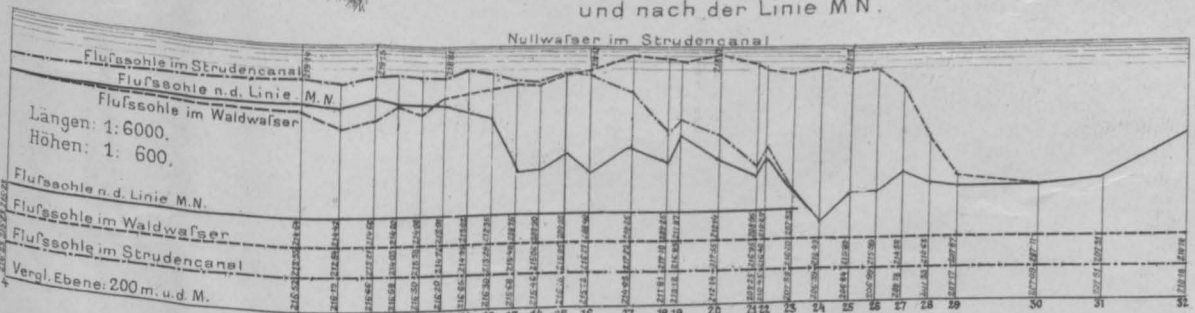
Profil. 11.



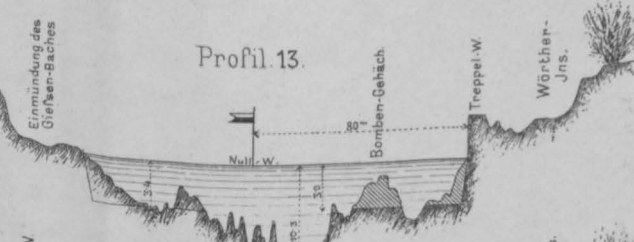
Profil. 12.



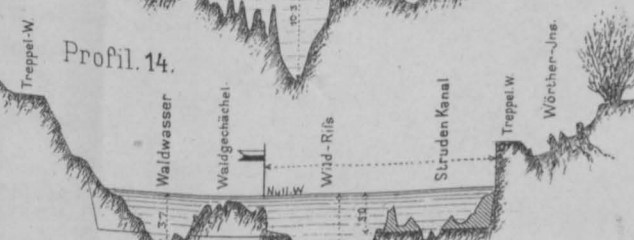
Vergleichende Längenprofile  
der Flußsohle  
durch den STRUDENKANAL, das WALDWASSER  
und nach der Linie M.N.



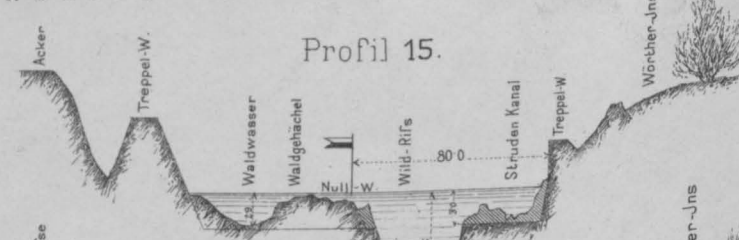
Profil. 13.



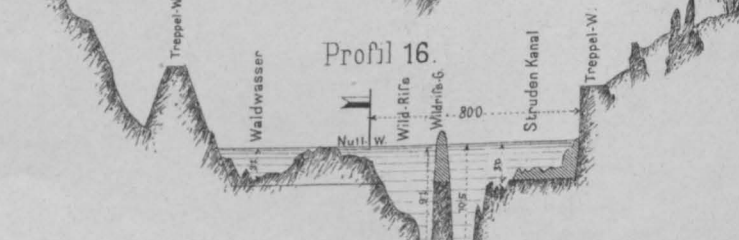
Profil. 14.



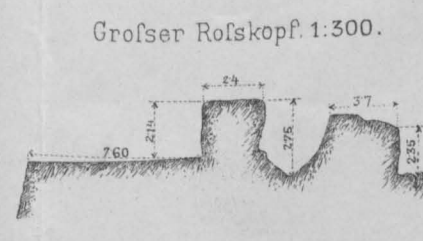
Profil. 15.



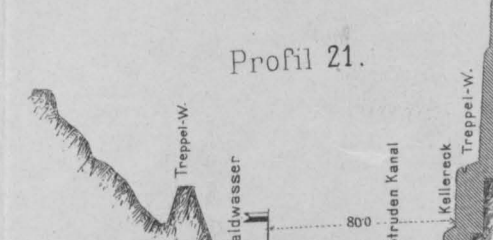
Profil. 16.



Großes Rofskopf. 1:300.



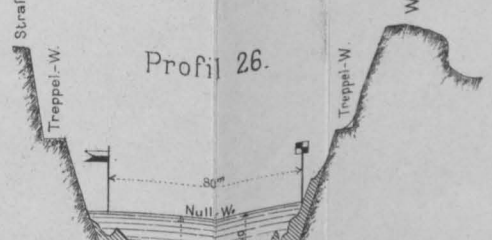
Profil. 21.



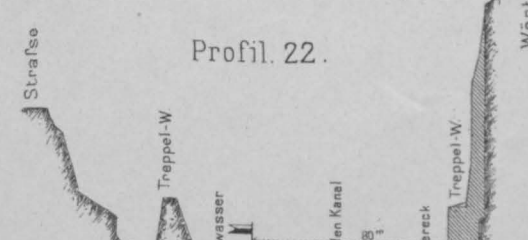
Profil. 25.



Profil. 26.



Profil. 22.



Maßstab für die Profile  
Längen: 1:3000.  
Höhen: 1:300.

Querprofil  
durch den  
STRUDEN und HÖSGANG.

Längen 1:6000. Höhen 1:600.

